

## RELACION NUMERO 4

Créditos presupuestarios del ejercicio 1980 que se transfieren a la Comunidad Autónoma del País Vasco como dotación de los Servicios e Instituciones que se traspasan

Concepto	Especificación	Cantidad anual — Pesetas	Cantidad a transferir 4.º trimestre 1980 — Pesetas	Observaciones
22.01.212	Gastos oficina no inventariables.	76.000	—	Crédito ya contraído por el Departamento para satisfacer estos gastos durante el año 1980.
22.01.243	Dietas y locomoción.	160.000	—	Crédito ya contraído por el Departamento para satisfacer estos gastos durante el año 1980.
22.35.291	Gastos primera instalación Jefaturas Provinciales IRESO (incluidos gastos alquileres, luz, calefacción, limpieza, dietas, locomoción, etc.).	1.039.200	—	Crédito ya contraído por el IRESO para satisfacer estos gastos durante el año 1980.

## MINISTERIO DE HACIENDA

463

*CORRECCION de errores de la Orden de 4 de diciembre de 1980 por la que se desarrolla el Real Decreto 2278/1980, de 24 de octubre, sobre aval del Estado a las Sociedades de Garantía Recíproca.*

Advertidos errores en el texto remitido para su publicación de la mencionada Orden, inserta en el «Boletín Oficial del Estado» número 300, de 15 de diciembre de 1980, se transcriben a continuación las oportunas rectificaciones:

En el apartado primero, párrafo cuarto, donde dice: «Dos representantes de Entidades de interés público o general que tengan ...», debe decir: «Tres representantes de Entidades de interés público o general que tengan ...».

M<sup>º</sup> DE OBRAS PUBLICAS  
Y URBANISMO

464

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

Desde la aprobación de la «Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado (EH-setenta y tres)» por Decreto tres mil sesenta y dos/mil novecientos setenta y tres, de diecinueve de octubre, la Comisión Permanente del Hormigón, en cumplimiento de las misiones encomendadas a la misma por Decreto dos mil novecientos ochenta y siete/mil novecientos sesenta y ocho, de veinte de septiembre, ha venido estudiando los avances científicos y tecnológicos en el campo del hormigón, así como las comunicaciones recibidas de los sectores interesados en este tipo de obras y los resultados obtenidos por los grupos de trabajo que se han creado para estos fines.

Durante las últimas sesiones de la Comisión se han recopilado todos estos trabajos, viéndose la conveniencia de una nueva redacción de algunos capítulos y la inclusión de otros nuevos.

Por todo lo anterior, la Comisión Permanente del Hormigón ha redactado una nueva Instrucción, que abreviadamente se llamará EH-ochenta, que sustituya a la actualmente vigente.

En su virtud, a iniciativa de la Comisión Permanente del Hormigón, a propuesta del Ministro de Obras Públicas y Urbanismo y previa deliberación del Consejo de Ministros en su reunión del día diecisiete de octubre de mil novecientos ochenta,

## DISPONGO:

**Artículo primero.**—Se aprueba la «Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado», que se designará abreviadamente EH-ochenta y cuyo texto figura como Anejo al presente Real Decreto.

**Artículo segundo.**—El ámbito de aplicación de la EH-ochenta se extiende con carácter obligatorio a todo el territorio nacional y entrará en vigor a los seis meses de su publicación en el «Boletín Oficial del Estado».

**Artículo tercero.**—Quedan derogadas las disposiciones de igual o inferior rango en cuanto se opongan al presente Real Decreto.

## DISPOSICIONES TRANSITORIAS

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

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

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

**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 ambas partes contratantes.

## DISPOSICION FINAL

A partir de la fecha de entrada en vigor de la presente Instrucción, los proyectos que se presenten a aprobación de la Administración, a visado de Colegio Profesional o como documentación justificativa de petición de ayuda estatal, deberán ajustarse a la EH-ochenta. La ejecución de las obras correspondientes se realizará asimismo con arreglo a lo dispuesto en la EH-ochenta.

Dado en Madrid a diecisiete de octubre de mil novecientos ochenta.

JUAN CARLOS R.

El Ministro de Obras Públicas y Urbanismo,  
JESUS SANCHO RÓF

Instrucción para el proyecto y la ejecución de  
obras de hormigón en masa o armado  
EH-80

## INDICE

## PARTE I. ARTICULADO Y COMENTARIOS

## CAPITULO I. INTRODUCCION

- Artículo 1.º** Campo de aplicación de la Instrucción.  
**Artículo 2.º** Definiciones.  
**Artículo 3.º** Unidades, convención de signos y notación.  
**Artículo 4.º** Documentos del proyecto.

- 4.1. Generalidades.  
4.2. Memoria.

- 4.2.1. Normas generales.  
4.2.2. Anejo de cálculo.  
4.2.3. Cálculos en ordenador.

- 4.3. Planos.
- 4.4. Pliego de prescripciones técnicas particulares.
- 4.5. Presupuesto.
- 4.6. Programa de trabajo.
- 4.7. Modificaciones del proyecto.
- 4.8. Aplicación preferente de la legislación de contratos del Estado.

## TÍTULO 1.º DE LOS MATERIALES Y EJECUCION

### CAPITULO II. MATERIALES

#### Artículo 5.º Cemento.

- 5.1. Cementos utilizables.
- 5.2. Suministro y almacenamiento.

#### Artículo 6.º Agua.

#### Artículo 7.º Aridos.

- 7.1. Generalidades.
- 7.2. Limitación de tamaño.
- 7.3. Prescripciones y ensayos.
- 7.4. Almacenamiento.

#### Artículo 8.º Aditivos.

#### Artículo 9.º Armaduras.

- 9.1. Generalidades.
- 9.2. Barras lisas.
- 9.3. Barras corrugadas.
- 9.4. Mallas electrosoldadas.

#### Artículo 10.º Hormigones.

- 10.1. Composición.
- 10.2. Condiciones del hormigón.
- 10.3. Características mecánicas.
- 10.4. Coeficientes de conversión.
- 10.5. Valor mínimo de la resistencia.
- 10.6. Docilidad del hormigón.

### CAPITULO III EJECUCION

#### Artículo 11. Cimbra, encofrados y moldes.

#### Artículo 12. Doblado de las armaduras.

#### Artículo 13. Colocación de las armaduras.

- 13.1. Generalidades.
- 13.2. Distancias entre barras de armaduras principales.
- 13.3. Distancias a los paramentos.

#### Artículo 14. Dosificación del hormigón.

#### Artículo 15. Fabricación del hormigón.

#### Artículo 16. Puesta en obra del hormigón.

- 16.1. Transporte y colocación.
- 16.2. Compactación.
- 16.3. Técnicas especiales.

#### Artículo 17. Juntas de hormigonado.

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

#### Artículo 19. Hormigonado en tiempo caluroso.

#### Artículo 20. Curado del hormigón.

#### Artículo 21. Descimbrado, desencofrado y desmoldeo.

#### Artículo 22. Uniones de continuidad entre elementos prefabricados.

#### Artículo 23. Observaciones generales respecto a la ejecución.

- 23.1. Adecuación del proceso constructivo al proyecto.
- 23.2. Acciones mecánicas durante la ejecución.

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

- 24.1. Generalidades.
- 24.2. Durabilidad del hormigón.
- 24.3. Corrosión de las armaduras.

## TÍTULO 2.º DE LA REALIZACION DEL PROYECTO

### CAPITULO IV. CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

#### Artículo 25. Características del acero.

- 25.1. Diagramas tensión-deformación del acero.
- 25.2. Resistencia de cálculo del acero.
- 25.3. Diagrama de cálculo tensión-deformación del acero.

#### Artículo 26. Características del hormigón.

- 26.1. Definiciones.
- 26.2. Tipificación de la resistencia de proyecto.
- 26.3. Resistencia mínima del hormigón en función de la del acero.
- 26.4. Diagramas tensión-deformación del hormigón.
- 26.5. Resistencia de cálculo del hormigón.
- 26.6. Diagramas de cálculo tensión-deformación del hormigón.
- 26.7. Módulo de deformación longitudinal del hormigón.
- 26.8. Retracción del hormigón.

- 26.9. Fluencia del hormigón.
- 26.10. Coeficiente de Poisson.
- 26.11. Coeficiente de dilatación térmica.

### CAPITULO V. ACCIONES

#### Artículo 27. Clasificación de las acciones.

- 27.1. Cargas o acciones directas.
- 27.2. Acciones indirectas.

#### Artículo 28. Valores característicos de las acciones.

- 28.1. Generalidades.
- 28.2. Valores característicos de las cargas permanentes.
- 28.3. Valores característicos de las cargas variables.
- 28.4. Valores característicos de las acciones indirectas.
- 28.5. Valores característicos de las acciones debidas al proceso constructivo.

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

- 29.1. Generalidades.
- 29.2. Datos generales para el cálculo de solicitaciones.

### CAPITULO VI. BASES DE CALCULO

#### Artículo 30. Proceso general de cálculo.

- 30.1. Generalidades.
- 30.2. Estados límites últimos.
- 30.3. Estados límites últimos de utilización.

#### Artículo 31. Coeficientes de seguridad.

- 31.1. Estados límites últimos.
- 31.2. Estados límites de utilización.

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

#### Artículo 33. Comprobaciones que deben realizarse.

#### Artículo 34. Consideraciones sobre las acciones de carácter extraordinario.

#### Artículo 35. Comprobaciones relativas al estado límite de equilibrio.

### CAPITULO VII. CALCULO DE SECCIONES

#### Artículo 36. Principios generales de cálculo de secciones sometidas a solicitaciones normales.

- 36.1. Hipótesis básicas.
- 36.2. Dominios de deformación.
- 36.3. Compresión simple o compuesta.
- 36.4. Compresión simple en piezas zunchadas.
- 36.5. Flexión esviada simple o compuesta.

#### Artículo 37. Metodo simplificado del momento tope.

#### Artículo 38. Disposiciones relativas a las armaduras.

- 38.1. Flexión simple o compuesta.
- 38.2. Compresión simple o compuesta.
- 38.3. Cuantías geométricas mínimas.
- 38.4. Tracción simple o compuesta.

#### Artículo 39. Cálculo resistente de secciones sometidas a solicitaciones tangentes.

- 39.1. Resistencia a esfuerzo cortante.
  - 39.1.1. Consideraciones generales.
  - 39.1.2. Regla de cosido.
  - 39.1.3. Resistencia a esfuerzo cortante de elementos lineales.
    - 39.1.3.1. Esfuerzo cortante reducido.
    - 39.1.3.2. Comprobaciones que hay que realizar.
      - 39.1.3.2.1. Obtención de  $V_{u1}$ .
      - 39.1.3.2.2. Obtención de  $V_{u2}$ .
      - 39.1.3.2.3. Casos especiales de carga.
    - 39.1.3.3. Disposiciones relativas a las armaduras.
      - 39.1.3.3.1. Armaduras transversales.
      - 39.1.3.3.2. Armaduras longitudinales.
    - 39.1.3.4. Unión de las alas de una viga con el alma.
  - 39.1.4. Resistencia a esfuerzo cortante de placas y losas.
    - 39.1.4.1. Sección resistente.
    - 39.1.4.2. Comprobaciones que hay que realizar.
      - 39.1.4.2.1. Obtención de  $V_{u1}$ .
      - 39.1.4.2.2. Obtención de  $V_{u2}$ .
    - 39.1.4.3. Disposiciones relativas a las armaduras.
      - 39.1.4.3.1. Armaduras transversales.
      - 39.1.4.3.2. Armaduras longitudinales.

## 39.2. Torsión.

- 39.2.1. Generalidades.
- 39.2.2. Disposiciones de las armaduras.
- 39.2.3. Comprobaciones relativas al hormigón.
- 39.2.4. Comprobaciones relativas a la armadura.
- 39.2.5. Torsión y flexión.

## Artículo 40. Anclaje de las armaduras.

- 40.1. Generalidades.
- 40.2. Anclaje de las barras lisas.
- 40.3. Anclaje de las barras corrugadas.
- 40.4. Reglas especiales para el caso de grupos de barras.
- 40.5. Anclaje de mallas electrosoldadas.

## Artículo 41. Empalme de las armaduras.

- 41.1. Generalidades.
- 41.2. Empalmes por solapo.
- 41.3. Empalmes por solapo de grupos de barras.
- 41.4. Empalmes por solapo de mallas electrosoldadas.
- 41.5. Empalmes por soldadura.

## Artículo 42. Adherencia de las armaduras.

- 42.1. Condición de adherencia.

## Artículo 43. Pandeo.

- 43.1. Generalidades.
  - 43.1.1. Campo de aplicación.
  - 43.1.2. Definiciones.
- 43.2. Bases generales de comprobación.
  - 43.2.1. Método general.
  - 43.2.2. Características de los materiales.
  - 43.2.3. Excentricidad accidental.
  - 43.2.4. Deformaciones diferidas.
- 43.3. Comprobación de estructuras intraslacionales.
- 43.4. Comprobación de estructuras traslacionales.
- 43.5. Comprobación de soportes aislados.
  - 43.5.1. Método general.
  - 43.5.2. Método aproximado.

## Artículo 44. Comprobación de las condiciones de fisuración.

- 44.1. Generalidades.
- 44.2. Comprobación relativa al diámetro de las barras.
- 44.3. Comprobación relativa a la zona de tracción.

## Artículo 45. Deformaciones.

- 45.1. Generalidades.
- 45.2. Cálculo de flechas.
- 45.3. Limitaciones prácticas relativas a las flechas.

## CAPITULO VIII. ELEMENTOS ESTRUCTURALES

## Artículo 46. Elementos estructurales de hormigón en masa.

- 46.1. Ambito de aplicación.
- 46.2. Hormigones utilizables.
- 46.3. Resistencia de cálculo del hormigón.
- 46.4. Diagrama tensión-deformación del hormigón.
- 46.5. Acciones de cálculo.
- 46.6. Cálculo de secciones a compresión.
- 46.7. Cálculo de secciones a compresión y esfuerzo cortante.
- 46.8. Consideración de la esbeltez.
  - 46.8.1. Anchura virtual.
  - 46.8.2. Longitud de pandeo.
  - 46.8.3. Esbeltez.
  - 46.8.4. Excentricidad ficticia.

## Artículo 47. Forjados de edificación.

- 47.1. Tipos de forjados.
- 47.2. Piezas de entrevigado para forjados.
- 47.3. Condiciones para los forjados.

## Artículo 48. Vigas.

## Artículo 49. Soportes.

## Artículo 50. Piezas en T.

- 50.1. Anchura eficaz de la cabeza.
- 50.2. Cálculo a esfuerzo cortante.

## Artículo 51. Piezas de formas especiales.

- 51.1. Piezas de trazado curvo o poligonal.
- 51.2. Piezas con secciones delgadas.
- 51.3. Piezas de canto superior a sesenta centímetros.

## Artículo 52. Estructuras reticulares planas.

- 52.1. Generalidades.
- 52.2. Cálculo simplificado de solicitaciones.

## Artículo 53. Placas sustentadas en dos bordes paralelos.

- 53.1. Generalidades.
- 53.2. Placas sustentadas en dos bordes paralelos sometidas a cargas uniformemente repartidas.
- 53.3. Placas sustentadas en dos bordes paralelos sometidas a cargas concentradas.
- 53.4. Determinación de la anchura eficaz.

## Artículo 54. Placas rectangulares sustentadas en su contorno.

- 54.1. Generalidades.
- 54.2. Cálculo de momentos.
- 54.3. Disposición de armaduras.
- 54.4. Reacciones en los apoyos.

## Artículo 55. Placas sobre apoyos aislados.

- 55.1. Campo de aplicación.
- 55.2. Definiciones.
- 55.3. Disposiciones relativas a las dimensiones de los distintos elementos.
- 55.4. Método de cálculo basado en los pórticos virtuales.
- 55.5. Comprobación a punzonamiento.
- 55.6. Disposiciones constructivas.

## Artículo 56. Láminas.

- 56.1. Generalidades.
- 56.2. Principios de cálculo.
- 56.3. Disposiciones relativas al hormigón.
- 56.4. Disposiciones relativas a las armaduras.

## Artículo 57. Cargas concentradas sobre macizos.

- 57.1. Tensión de contacto localizada.
- 57.2. Armaduras transversales.

## Artículo 58. Zapatas, encepados y losas de cimentación.

- 58.1. Generalidades.
  - 58.2. Cargas y reacciones.
  - 58.3. Tipos de encepados y zapatas.
  - 58.4. Encepados y zapatas tipo I.
    - 58.4.1. Cálculo a flexión.
      - 58.4.1.1. Sección de referencia S<sub>1</sub>.
        - 58.4.1.1.1. Cálculo del momento flector.
        - 58.4.1.1.2. Determinación de la armadura.
        - 58.4.1.1.3. Disposición de la armadura.
      - 58.4.1.2. Zapatas apoyadas sobre el terreno.
        - 58.4.1.3. Encepados sobre pilotes.
          - 58.4.1.3.1. Encepados sobre dos pilotes.
          - 58.4.1.3.2. Encepados sobre varios pilotes.
            - 58.4.1.3.2.1. Armadura principal.
            - 58.4.1.3.2.2. Armadura secundaria.
          - 58.4.1.3.3. Vigas riostras.
  - 58.4.2. Adherencia de las armaduras en zapatas apoyadas sobre el terreno.
  - 58.4.3. Cálculo a cortante.
    - 58.4.3.1. Sección de referencia S<sub>2</sub>.
      - 58.4.3.1.1. Caso general.
      - 58.4.3.1.2. Caso de zapatas alargadas.
      - 58.4.3.1.3. Caso de encepados sobre pilotes próximos al soporte.
    - 58.4.3.2. Cálculo del esfuerzo cortante.
    - 58.4.3.3. Valor de cálculo del cortante.
      - 58.4.3.3.1. Zapatas apoyadas sobre el terreno.
      - 58.4.3.3.2. Encepados sobre pilotes.
      - 58.4.3.3.3. Resistencia local a cortante.
- 58.5. Encepados y zapatas tipo II.
- 58.6. Encepados y zapatas tipo III.
  - 58.6.1. Cálculo a flexión.
  - 58.6.2. Cálculo a cortante.
    - 58.6.2.1. Cálculo como elemento lineal.
    - 58.6.2.2. Cálculo a punzonamiento.
  - 58.6.3. Comprobación a adherencia.
- 58.7. Zapatas de hormigón en masa.
- 58.8. Dimensiones y armaduras mínimas.
  - 58.8.1. Cantos y dimensiones mínimas.
  - 58.8.2. Armadura mínima longitudinal.
  - 58.8.3. Armadura mínima transversal.

**Artículo 59. Vigas de gran canto.**

- 59.1. Generalidades.  
 59.2. Anchura mínima.  
 59.3. Cálculo de los esfuerzos longitudinales.  
 59.4. Armaduras longitudinales principales.  
 59.4.1. Vigas de gran canto simplemente apoyadas.  
 59.4.2. Vigas de gran canto continuas.  
 59.5. Armaduras de alma.  
 59.5.1. Cargas aplicadas a la parte superior de la viga.  
 59.5.2. Cargas aplicadas en la parte inferior de la viga.  
 59.5.3. Cargas de aplicación indirecta.  
 59.6. Dimensionado de las zonas de apoyo.  
 59.7. Cargas concentradas en la vertical de los apoyos.

**Artículo 60. Soportes compuestos.****Artículo 61. Ménsulas cortas.**

- 61.1. Definición.  
 61.2. Cálculo de las armaduras.  
 61.2.1. Esfuerzos.  
 61.2.2. Armadura principal.  
 61.2.2.1. Cálculo de  $A_{sf}$ .  
 61.2.2.2. Cálculo de  $A_{sn}$ .  
 61.2.2.3. Cálculo de  $A_{sv}$ .  
 61.2.3. Armaduras secundarias.  
 61.3. Anclaje de las armaduras.  
 61.4. Cargas colgadas.

**TITULO 3.º DEL CONTROL****CAPITULO IX. CONTROL DE MATERIALES****Artículo 62. Control de calidad.****Artículo 63. Control de los componentes del hormigón.**

- 63.1. Cemento.  
 63.2. Agua de amasado.  
 63.3. Aridos.  
 63.4. Aditivos.

**Artículo 64. Control de la calidad del hormigón.****Artículo 65. Control de la consistencia del hormigón.****Artículo 66. Control de la resistencia del hormigón.****Artículo 67. Ensayos previos del hormigón.****Artículo 68. Ensayos característicos del hormigón.****Artículo 69. Ensayos de control del hormigón.**

- 69.1. Generalidades.  
 69.2. Control total (control al 100 por 100).  
 69.3. Control estadístico del hormigón.  
 69.3.1. Ensayos de control a nivel reducido.  
 69.3.2. Ensayos de control a nivel normal.  
 69.3.3. Ensayos de control a nivel intenso.  
 69.4. Decisiones derivadas del control de resistencia.

**Artículo 70. Ensayos de información del hormigón.****Artículo 71. Control de la calidad del acero.**

- 71.1. Generalidades.  
 71.2. Control a nivel reducido.  
 71.3. Control a nivel normal.  
 71.4. Control a nivel intenso.  
 71.5. Ensayo de aptitud al soldeo en obra.  
 71.6. Condiciones de aceptación o rechazo de los aceros.

**CAPITULO X. CONTROL DE LA EJECUCION****Artículo 72. Control de la ejecución.**

- 72.1. Generalidades.  
 72.2. Control de ejecución a nivel reducido.  
 72.3. Control de ejecución a nivel normal.  
 72.4. Control de ejecución a nivel intenso.

**Artículo 73. Pruebas de la obra.**

- 73.1. Generalidades.  
 73.2. Realización de pruebas de carga.  
 73.3. Forma de realizar las pruebas de carga.  
 73.4. Interpretación de los resultados de las pruebas de carga.

**PARTE II. ANEJOS****ANEJO 1**

Notación.

**ANEJO 2**

Definiciones.

**ANEJO 3**

Recomendaciones prácticas para la utilización de los cementos.

**ANEJO 4**

Normas para la utilización del cemento aluminoso.

**ANEJO 5**

Homologación de la adherencia de barras corrugadas.

Capítulo I. Número de ensayos y exigencias mínimas.

Capítulo II. Ensayo de adherencia de aceros para armaduras de hormigón armado.

Capítulo III. Interpretación de resultados.

**ANEJO 6**

Protección adicional contra el fuego.

**ANEJO 7**

Método de cálculo simplificado del momento tope.

Capítulo I. Planteamiento teórico general.

Capítulo II. Aplicación práctica del método.

Capítulo III. Sección rectangular.

Capítulo IV. Sección en T.

**PARTE I****Articulado y comentarios****CAPITULO PRIMERO****Introducción****ARTICULO 1.º CAMPO DE APLICACION DE LA INSTRUCCION**

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 armados con acero de límite elástico superior a 8.000 kp/cm<sup>2</sup>.

— Los hormigones que hayan de estar expuestos a temperaturas superiores a 70° C.

— Las estructuras de hormigón pretensado.

— Las estructuras mixtas de hormigón y perfiles de acero.

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:

Hormigones: Peso específico.

Normales: Superior a 2.000 y hasta 2.800 Kg/m<sup>3</sup>.

Ligeros: De 1.200 a 2.000 Kg/m<sup>3</sup>.

Pesados: Superiores a 2.800 Kg/m<sup>3</sup>.

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, reactores nucleares etc., se adoptarán las medidas derivadas de las características de la propia obra y de su utilización.

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.

**ARTICULO 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.

**ARTICULO 3.º UNIDADES, CONVENCION DE SIGNOS Y NOTACION**

Las unidades adoptadas en la presente Instrucción corresponden a las del sistema Metro, Kilopondio y 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 88/1967, de 8 de noviembre («Boletín Oficial del Estado» del 10), y Decreto 1257/1974 («Boletín Oficial del Estado» de 8 de mayo).

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

#### a) Kilopondio-Newton:

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

e inversamente,

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

#### b) Kilopondio por centímetro cuadrado-Newton por milímetro cuadrado:

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

e inversamente,

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

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

$$\text{para resistencias y tensiones: } \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = \text{MPa}$$

para fuerzas: kN

$$\text{para fuerzas por unidad de longitud: } \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{para fuerzas por unidad de superficie: } \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{para fuerzas por unidad de volumen: } \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

para momentos: kN . m

### ARTICULO 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, aprobado por Decreto 923/1965, de 8 de abril («Boletín Oficial del Estado» de 23 de abril de 1965, en la Ley 5/1973, de 17 de marzo, sobre modificación parcial de la anterior («Boletín Oficial del Estado» de 21 de marzo de 1973), en el Reglamento General de Contratación de Obras del Estado, aprobado por Decreto 3410/1975, de 25 de noviembre («Boletín Oficial del Estado» de 27 y 29 de diciembre de 1975), y en el pliego de cláusulas administrativas generales para la contratación de obras del Estado, aprobado por Decreto 3854/1970, de 31 de diciembre («Boletín Oficial del Estado» de 18 de febrero de 1971).

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

— Memoria, que considerará las necesidades a satisfacer y los factores de todo orden a 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 la obra y se regulará su ejecución.

— Presupuesto integrado o no por varios parciales, con expresión de los precios unitarios descompuestos, estados de cubricaciones 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 el caso de obras del Estado o de sus Organismo autónomos el proyecto deberá contener los cuatro primeros documentos citados cualquiera que sea su cuantía, y el quinto cuando ésta sea superior a cinco millones de pesetas. También deberá comprender, en este último caso, los restantes documentos a que hace referencia el apartado B) del artículo 22 de la modificación parcial de la Ley de Contratos del Estado.

En los casos de proyectos de «Obras de reparación menores» y de «Obras de conservación», el proyectista podrá simplificar los documentos relacionados, tanto en su número como en su

contenido, siempre que la obra quede totalmente definida y justificada en todas sus partes y en su valor. En todos los casos los distintos documentos que en su conjunto constituyan un anteproyecto, estudio o proyecto de cualquier clase deberán estar definidos en forma tal que otro facultativo distinto del autor de aquel con la misma titulación profesional, pueda interpretar o dirigir con arreglo al mismo los trabajos correspondientes.

#### 4.2. Memoria.

##### 4.2.1. Normas generales.

Serán factores a considerar en la Memoria los 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.

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

##### 4.2.2. Anejo de cálculo.

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

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

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

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

c) Se especificará el origen y la naturaleza de las cargas, así como de cualquier valor introducido como resultado de cálculos precedentes.

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

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

#### Comentarios.

Los niveles de control elegidos influyen en el valor de los coeficientes de seguridad a considerar en el cálculo, por lo que debe justificarse su adopción y viabilidad.

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

##### 4.2.3. Cálculos en ordenador.

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

Cada anejo deberá contener en sus hojas iniciales:

— Las simplificaciones efectuadas sobre la estructura real al asimilarla a otra apta para su tratamiento en ordenador; la posible repercusión de dichas simplificaciones en los resultados, y las correcciones que deban efectuarse en los mismos, en su caso, para tener en cuenta estos efectos.

— Las propiedades supuestas para los materiales, como diagramas tensión-deformación, módulos de elasticidad, resistencias y tensiones admisibles, coeficientes de retracción, fluencia y térmicos, capacidad de carga y deformabilidad del terreno, etcétera.

— La descripción detallada de la estructura ideal calculada, acompañada de croquis siempre que sea conveniente, incluyendo dimensiones, áreas e inercias de las secciones necesarias, tipos de conexiones en los nudos y condiciones de sustentación.

— Las acciones consideradas, las posibles combinaciones y los coeficientes de seguridad a tener en cuenta en cada caso.

— Cualquier otro dato incluido en el cálculo, especificando siempre unidades y signos.

— Nombre del programa; tipo de ordenador y centro de cálculo utilizado.

— Método de cálculo utilizado en el programa y especialmente las bases del mismo y sus posibles simplificaciones, indicando referencias y las publicaciones consultadas si la formulación y la marcha del cálculo no son habituales.

— Métodos, aproximaciones y simplificaciones empleados en la programación.

— Resultados del cálculo, especificando unidades y signos.

— Análisis de dichos resultados, acompañando siempre que sea conveniente diagramas de esfuerzos o tensiones, e incluyendo, si es posible, la comprobación con resultados obtenidos por métodos simplificados.

— Utilización posterior de los resultados, en especial correcciones efectuadas sobre los mismos y obtención, a partir de ellos, de otros resultados que vayan a emplearse posteriormente.

#### 4.3. Planos.

Los planos deberán ser lo suficientemente descriptivos para la exacta realización de la obra, a cuyos efectos deberán poder deducirse también de ellos los planos auxiliares de obra o de taller y para que puedan deducirse de ellos las mediciones que sirvan de base para las valoraciones pertinentes.

Las dimensiones en todos los planos se acotarán en metros y con dos cifras decimales, por lo menos. Como excepción, los diámetros de armaduras, tuberías, etc., se expresarán en milímetros, colocando detrás del símbolo  $\varnothing$  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 y proceso de ejecución.

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 tiende a facilitar la rápida comprensión de los planos, así como a simplificar el trabajo de delineación, ya que permiten prescindir de las indicaciones m, cm, etc.

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

Se emplea el símbolo  $\varnothing$  para designar el diámetro de una barra corrugada cuando el símbolo genérico  $\varnothing$  pueda dar lugar a confusión.

#### 4.4. Pliego de prescripciones técnicas particulares.

A los efectos de regular la ejecución de las obras, el pliego de prescripciones técnicas particulares deberá consignar expresamente o por referencia a los pliegos de prescripciones técnicas generales que resulten de aplicación, las características que hayan de reunir los materiales a emplear, especificando, si se 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 categoría 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 di-

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

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

#### 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.

#### 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 o indirectos precisos para su ejecución.

Se considerarán costes directos:

— La mano de obra, con sus pluses y cargas y seguros sociales, que interviene directamente en la ejecución de la unidad de obra.

— Los materiales, a los precios resultantes a pie de obra, que queden integrados en la unidad de que se trate o que sean necesarios para su ejecución.

— Los gastos de personal, combustible, energía, etc., que tengan lugar por el accionamiento o funcionamiento de la maquinaria e instalaciones utilizadas en la ejecución de la unidad de obra.

— Los gastos de amortización y conservación de la maquinaria e instalaciones anteriormente citadas.

Se considerarán costes indirectos: Los gastos de instalación de oficinas a pie de obra, comunicaciones, edificación de almacenes, talleres, pabellones temporales para obreros, laboratorios, etc.; los del personal técnico y administrativo 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 al amparo de lo dispuesto en el último párrafo del artículo 87 del Reglamento General de Contratación de Obras del Estado.

Asimismo para tales obras del Estado o de sus Organismos autónomos el presupuesto de ejecución por contrata y, en su caso, el de ejecución de la obra directamente por la Administración cuando se prevea la adopción de este sistema, se obtendrá de la forma que indica el artículo 68 del referido Reglamento General de Contratación de Obras del Estado.

#### 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 ar-

maduras, 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 aquéllos.

#### 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 rectificadas finales.

En el caso de obras del Estado o de sus Organismos autónomos, se tendrá en cuenta, por lo que se refiere a las modificaciones de las obras, todo lo dispuesto en los artículos 48, 49 y 50 de la Ley de Contratos del Estado, el primero de los cuales se modificó por la Ley 5/1973, de 17 de marzo; en los artículos 146 a 155 del Reglamento General de Contratación de Obras del Estado y en las cláusulas 28 y 59 a 62 del pliego de cláusulas administrativas generales para la contratación de obras del Estado.

#### 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 a referencia del plano.

Se conservará una copia al menos de cada uno de los sucesivos planos; pero en obra, para evitar confusiones, se reti-

rán o mejor aún se destruirán las copias afectadas por la modificación y que quedan sustituidas por los planos rectificadas.

4.8. Aplicación preferente de la legislación de contratos del Estado.

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.

## TITULO PRIMERO

### De los materiales y ejecución

#### CAPITULO II

##### Materiales

#### ARTICULO 5.º CEMENTO

##### 5.1 Cementos utilizables.

El cemento empleado podrá ser cualquiera de los que se definen en el Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para la Recepción de Cementos (RC-75), con tal que sea de una categoría no inferior a la 250 y satisfaga las condiciones que en dicho pliego se prescriben. Además, el cemento deberá ser capaz de proporcionar al hormigón las cualidades que a éste se exigen en el artículo 10.

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 anexo 4.

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

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

#### Comentarios.

De acuerdo con lo establecido en el articulado, los tipos, clases y categorías de los cementos utilizables son los que se indican en el siguiente cuadro:

Tipos	Clases	Categorías	Designaciones
Portland.		350	P-350
		450	P-450
		550	P-550
Portland con adiciones activas.		350	PA-350
		450	PA-450
		550	PA-550
Siderúrgico.	I	350	S-I-350
		450	S-I-450
	II	350	S-II-350
		250	S-III-250
	III	350	S-III-350
		450	
Puzolánico.	I	250	PUZ-I-250
		350	PUZ-I-350
		450	PUZ-I-450
	II	250	PUZ-II-250
		350	PUZ-II-350
		450	PUZ-II-450
Aluminoso.		550	A-550

Dentro de los indicados, el pliego también recoge cementos con propiedades adicionales, que son las que se indican en el siguiente cuadro:

Cementos con propiedades adicionales

Tipo	Cementos de alta resistencia inicial	Cementos portland resistentes al yeso	Cementos de bajo calor de hidratación	Cementos blancos
	Clases y categorías			
Portland.	P-350-ARI P-450-ARI P-550-ARI	P-350-Y P-450-Y P-550-Y	P-350-BC	P-350-B P-450-B P-550-B

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

En general, y de un modo especial en el caso de que vaya a utilizarse en la construcción de elementos prefabricados, resulta conveniente que el cemento posea las 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 distintos tipos de 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.

De no cumplirse los límites citados, deberá compróbarse, 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 período de almacenamiento ha sido superior a un mes, se comprobará que las características del cemento continúan siendo adecuadas. Para ello, dentro de los veinte días anteriores a su empleo, se realizarán los ensayos de fraguado y resistencias mecánicas a tres y siete días sobre una muestra representativa del cemento almacenado, sin excluir los terrones que hayan podido formarse.

De cualquier modo, salvo en los casos en que el nuevo período de fraguado resulte incompatible con las condiciones particulares de la obra, la sanción definitiva acerca de la idoneidad del 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 68, 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 período de almacenamiento prolongado suele originar caídas de resistencia en el cemento, así como un aumento del tiempo de fraguado; de ahí los ensayos que se prescriben.

Si los resultados del ensayo de fraguado son compatibles con las condiciones particulares de la obra (lo que puede no ocurrir si son de tener heladas, por ejemplo), podrá seguir utilizándose el cemento con tal de que sea posible compensar su caída de resistencia con una dosificación más rica de cemento en el hormigón. Este aumento de dosificación, no obstante, vendrá limitado por la cifra máxima de 400 kg/m<sup>3</sup> prescrita con carácter general en el artículo 14 de esta Instrucción, o, eventualmente, por otra más estricta que pueda figurar en el pliego de prescripciones técnicas particulares.

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

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

ARTICULO 6.º AGUA

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

Cuando no se posean antecedentes de su utilización o en caso de duda, deberán analizarse las aguas, y salvo justificación especial de que no alteran perjudicialmente las propiedades exigibles al hormigón, deberán rechazarse las que no cumplan una o varias de las siguientes condiciones:

— Exponente de hidrógeno pH (UNE 7234) ... ..	≧ 5.
— Sustancias disueltas (UNE 7130) ... ..	≧ 15 gramos por litro (15.000 p.p.m.).
— Sulfatos, expresados en SO <sub>4</sub> <sup>=</sup> (UNE 7131), excepto para el cemento PY, en que se eleva este límite a cinco gramos por litro (5.000 p.p.m.) ... ..	≧ 1 gramo por litro (1.000 p.p.m.).
— Ión cloro Cl <sup>-</sup> (UNE 7178) 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 7235) ... ..	≧ 15 gramos por litro (15.000 p.p.m.).

realizándose la toma de muestras según la UNE 7236 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.

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 origina su uso, sino también a que el hormigón con ella fabricado cumple las características resistentes exigidas.

Conviene analizar sistemáticamente las aguas que ofrezcan duda para comprobar que no aumenta su salinidad o demás impurezas a lo largo del tiempo (como suele suceder, por ejemplo, cuando el abastecimiento proviene de pozos).

La limitación del contenido máximo de cloruros expresados en ión cloro es una medida preventiva contra posibles acciones corrosivas sobre las armaduras que pueden producir mermas en la sección de éstas, fisuraciones y disminución de adherencia. Cuando se trate de hormigón en masa, por tanto, el límite establecido puede ampliarse elevándolo del orden de tres o cuatro veces.

En las sustancias orgánicas solubles de éter quedan incluidos no sólo los aceites y las grasas de cualquier origen, sino también otras sustancias que puedan afectar desfavorablemente al fraguado y/o endurecimiento hidráulicos.

En obras ubicadas en ambientes muy secos que favorecen la posible presencia de fenómenos expansivos de cristalización, resulta recomendable restringir aún más la limitación relativa a sustancias solubles.

ARTICULO 7.º ARIDOS

7.1. Generalidades.

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

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

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

Se prohíbe el empleo de áridos que contengan o puedan contener piritas o cualquier otro tipo de sulfuros. Las escorias siderúrgicas, no obstante, podrán utilizarse siempre que cumplan las prescripciones del 7.3.

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

**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 pirita, de yeso, compuestos ferrosos, etc.

Entre los ensayos que se pueden realizar con los áridos hay algunos de interés general; por ejemplo, el utilizado para determinar el contenido en materia orgánica, ya que ésta es siempre perjudicial para el fraguado y endurecimiento del hormigón.

En otros ensayos el resultado es verdaderamente interesante sólo en un cierto número de casos, ya que su finalidad consiste en dar un índice del comportamiento del material en circunstancias que, a pesar de ser relativamente frecuentes, no son comunes a todas las obras. Esto ocurre con la determinación de la pérdida de peso en solución de sulfato sódico o magnésico, cuyo principal objeto es conocer la resistencia frente a la helada del árido empleado en el hormigón.

Por último, hay pruebas de áridos que son específicas de un reducido número de obras: como el ensayo de desgaste en la máquina de «Los Angeles», que sólo se realiza prácticamente en construcciones sometidas a efectos de abrasión, como los pavimentos de carretera.

Las piritas, aun en pequeña cantidad, resultan muy peligrosas para el hormigón, pues por oxidación y posterior hidratación se transforman en ácido sulfúrico y óxido de hierro hidratado, con gran aumento de volumen.

Debe tenerse en cuenta que existen áridos dolomíticos que reaccionan perjudicialmente con los álcalis de cemento.

De los tres grupos de ensayo citados, el apartado 7.3 recoge solamente los del primero, más el de heladicidad, correspondiente al segundo. No siendo este último ensayo de interés general, su obligatoriedad se deja, como es lógico, a criterio del pliego de prescripciones técnicas particulares, el cual podrá exigir además a la vista de las circunstancias que concurran en la obra de que se trate, la realización de los ensayos adicionales que considere oportunos.

**7.2. Limitación de tamaño.**

Al menos el 90 por 100, en peso, del árido grueso será de tamaño inferior a la menor de las dimensiones siguientes:

a) Los cinco sextos de la distancia horizontal libre entre armaduras independientes o entre éstas y el borde de la pieza, si es que dichas aberturas tamizan el vertido del hormigón (13.2).

b) Cuatro tercios entre una armadura y el paramento más próximo (13.3).

c) La cuarta parte de la anchura, espesor o dimensión mínima de la pieza que se hormigona.

d) Un tercio de la anchura libre de los nervios de los forjados (47.3).

e) Un medio del espesor mínimo de la losa superior en los forjados (47.3).

En ciertos elementos de pequeño espesor y previa justificación, el límite c) podrá elevarse al tercio de la mencionada dimensión mínima.

La totalidad de árido será de tamaño inferior al doble del menor de los límites aplicables en cada caso.

**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.**

La cantidad de sustancias perjudiciales que pueden presentar los áridos no excederá de los límites que se indican a continuación:

	Cantidad máxima en % del peso total de la muestra	
	Arido fino	Arido grueso
Terrones de arcilla ... ..	1,00	0,25
Determinados con arreglo al método de ensayo indicado en la UNE 7133.		
Partículas blandas ... ..	—	5,00
Determinadas con arreglo al método de ensayo indicado en la UNE 7134.		
Finos que pasan por el tamiz 0,080 UNE 7050 ... ..	5,00	1,00
Determinados con arreglo al método de ensayo indicado en la UNE 7135.		
Material retenido por el tamiz 0,063 UNE 7050, y que flota en un líquido de peso específico 2,0 ... ..	0,50	1,00
Determinado con arreglo al método de ensayo indicado en la UNE 7244.		
Compuesto de azufre expresado en SO <sub>4</sub> y referido al árido seco ... ..	1,20	1,20
Determinado con arreglo al método de ensayo indicado en la UNE 7245.		

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 7082, produzcan un color más oscuro que el de la sustancia patrón.

Los áridos no presentarán reactividad potencial con los álcalis del cemento. Realizado el análisis químico de la concentración de SiO<sub>2</sub>, y determinada la reducción de la alcalinidad R, de acuerdo con el método de ensayo indicado en la UNE 7137, el árido será considerado como potencialmente reactivo si:

- Para R ≥ 70, la concentración de SiO<sub>2</sub> resulta > R
- Para R < 70, la concentración de SiO<sub>2</sub> resulta > 35 + 0,5 R

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

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 7138) no será superior a la que se indica en el cuadro 7.3.

**Cuadro 7.3**

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

Este doble ensayo solo se realizará cuando así lo indique el pliego de prescripciones técnicas particulares.

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

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

en la que:

- α = coeficiente de forma;
- V<sub>i</sub> = volumen de cada grano;
- d<sub>i</sub> = 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.**

La presencia de compuestos de azufre detectados mediante el ensayo cualitativo indicado en la UNE 7245 pone de manifiesto la inestabilidad potencial del árido, y, por consiguiente, el peligro de su empleo para la fabricación de hormigón al poder afectar a su durabilidad.

Respecto a los ensayos prescritos, 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 aciculars en una proporción excesiva, se limita inferiormente al coeficiente de forma de la grava. El valor límite establecido no es muy exigente, por lo que solo 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 los distintos tamaños.

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

**ARTICULO 8.º ADITIVOS**

Podrá autorizarse el empleo de todo tipo de aditivos, siempre que se justifique, mediante los oportunos ensayos, que la sustancia agregada en las proporciones previstas y disuelta en agua produce el efecto deseado sin perturbar excesivamente las restantes características del hormigón ni representar un peligro para las armaduras.

**Comentarios.**

Como norma general, se recomienda utilizar tan sólo aquellos aditivos cuyas características (y especialmente su comportamiento al emplearlas en las proporciones previstas) vengan garantizadas por el fabricante. No obstante, debe tenerse en cuenta que el comportamiento de los aditivos varía con las condiciones particulares de cada obra; tipo y dosificación de cemento, naturaleza de los áridos, etc. Por ello es imprescindible la realización de ensayos previos en todos y cada uno de los casos, y muy especialmente cuando se empleen cementos diferentes del portland.

El empleo del cloruro cálcico como acelerante suele ser beneficioso cuando se trata de hormigón en masa y se utiliza el producto en las debidas proporciones (del orden del 1,5 al 2 por 100 del peso del 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 el 22.3 y su comentario correspondiente). Por esta razón, si su empleo resulta necesario, es fundamental la consulta de textos especializados en el tema.

**ARTICULO 9.º ARMADURAS****9.1. Generalidades.**

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

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

Para poder utilizar armaduras de otros tipos (perfiles laminados, chapas, etc.), será preciso una justificación especial, salvo en el caso de soportes compuestos previsto en el artículo 60 de esta Instrucción.

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; 14 mm.

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

La sección equivalente no será inferior al 95 por 100 de la 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 para hormigón armado, 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 elementos prefabricados.

En los documentos de origen figurarán la designación y características del material, según el correspondiente apartado 9.2, 9.3 y 9.4, así como la garantía del fabricante de que el material cumple las características exigidas en esta Instrucción.

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

**Comentarios.**

Los productos denominados «alambres» se asimilan a barras lisas o corrugadas, cuando cumplan las condiciones de éstas.

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  $\text{cm}^2$  el cociente entre su peso en gramos y 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, el límite elástico coincide con el valor aparente de la tensión correspondiente al escalón de cedencia. En los casos en que no aparece este escalón (acero estirado en frío) o aparece poco definido, es necesario recurrir al valor convencional prescrito en el articulado. La designación  $f_y$  puede emplearse en todos los casos, pero si resulta necesario distinguir los aceros de dureza natural y los estirados en frío, debe utilizarse  $f_y$  para los primeros y  $f_{0,2}$  para los segundos.

En general, las barras lisas 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.

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 (ver 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 esos redondos equivale aproximadamente a la suma de las secciones de los dos redondos inmediatamente precedentes, lo que facilita las distintas combinaciones de empleo. Por otra parte, la utilización de esta misma serie está recomendada actualmente en toda Europa.

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.

**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 del 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/cm<sup>2</sup>.
- Límite elástico  $f_y$  igual o superior a 2.200 kp/cm<sup>2</sup>.
- 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/cm<sup>2</sup>, el diámetro del mandril será doble del de la barra.
  - Para cualquier otro caso, el diámetro del mandril será igual al de la barra.
- Ausencia de grietas después del ensayo de doblado-desdoblado a 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 UNE 7262. 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 1000, basado en una amplia experimentación.

Las condiciones exigidas a las barras lisas coinciden en lo esencial con las definidas en la UNE 36097/1.

**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 (UNE 7285/79) una tensión media de adherencia  $\tau_{bm}$  y una tensión de rotura de adherencia  $\tau_{bu}$  que cumplen simultáneamente las dos condiciones siguientes:

- Diámetros inferiores a 8:  $\tau_{bm} \geq 70$  kp/cm<sup>2</sup>  
 $\tau_{bu} \geq 115$  kp/cm<sup>2</sup>.
- Diámetros de 8 a 32, ambos inclusive:  $\tau_{bm} \geq 80 - 1,2 \phi$   
 $\tau_{bu} \geq 130 - 1,9 \phi$
- Diámetros superiores a 32:  $\tau_{bm} \geq 42$   
 $\tau_{bu} \geq 69$ .

donde  $\tau_{bm}$  y  $\tau_{bu}$  se expresan en kp/cm<sup>2</sup> y  $\phi$  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 de variación de las características geométricas de los resaltos. Estas características deben ser verificadas en el control de obra, después de que las barras hayan sufrido las operaciones de enderezado, si las hubiere.

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° (apartados 9.2 y 9.3 de la UNE 36.088/1/79), sobre los mandriles que corresponda según tabla 9.3.b.
- Llevar grabadas las marcas de identificación establecidas en el apartado 11 de la UNE 36.088/1/79, 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 <sup>2</sup> no menor que	Carga unitaria de rotura $f_s$ en kp/cm <sup>2</sup> no menor que (1)	Alargamiento de rotura en % sobre base de 5 diámetros no menor que	Relación $f_s/f_y$ en ensayo no menor que (2)
AEH 400N ... ..	Dureza natural ... ..	4100	5300	16	1,20
AEH 400F ... ..	Estirado en frío ... ..	4100	4500	12	1,05
AEH 500N ... ..	Dureza natural ... ..	5100	6100	14	1,15
AEH 500F ... ..	Estirado en frío ... ..	5100	5600	10	1,05
AEH 600N ... ..	Dureza natural ... ..	6100	7100	12	1,10
AEH 600F ... ..	Estirado en frío ... ..	6100	6700	8	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		
	$\alpha = 180^\circ$ (1) (2)			$\alpha = 90^\circ \beta = 20^\circ$ (1) (2) (3)		
	d < 12	12 < d < 25	d > 25	d < 12	12 < d < 25	d > 25
AEH-400N ... ..	3 d	3,5 d	4 d	6 d	7 d	8 d
AEH-400F ... ..	3 d	3,5 d	4 d	6 d	7 d	8 d
AEH-500N ... ..	4 d	4,5 d	5 d	8 d	9 d	10 d
AEH-500F ... ..	4 d	4,5 d	5 d	8 d	9 d	10 d
AEH-600N ... ..	5 d	5,5 d	6 d	10 d	11 d	12 d
AEH-600F ... ..	5 d	5,5 d	6 d	10 d	11 d	12 d

(1) d = diámetro nominal de la barra.  
(2)  $\alpha$  = ángulo de doblado.  
(3)  $\beta$  = ángulo de desdoblado.

El fabricante indicará, si el acero es apto para el soldeo, las condiciones y procedimientos en que éste debe realizarse. La aptitud del acero para el soldeo se comprobará de acuerdo con el 71.5.

**Comentarios.**

La forma y dimensiones de los resaltos para conseguir una alta adherencia es potestativa del fabricante.

Se recomienda que si fabrica aceros de distinto límite elástico la forma del corrugado sea diferente.

El procedimiento para medir la adherencia entre el acero y el hormigón es siempre convencional, al igual que la definición de la tensión  $\tau_a$  de adherencia. Por ello se trata este tema refiriéndolo a un método de ensayo internacionalmente adoptado (anejo 5) (UNF 7285/79), donde se definen las tensiones  $\tau_{bm}$  y  $\tau_{bu}$  y el procedimiento operatorio.

La homologación del acero significa el reconocimiento de que cumple con las condiciones exigidas. Como se indica en el anejo 5 (UNE 7285/79), los ensayos de homologación comprenden para cada forma de corrugado y límite elástico tres series de ensayos de 25 probetas cada serie, referidas a los diámetros 8,16 y 32 milímetros, respectivamente. Para la elaboración de las probetas se parte de un total de 25 barras de 10 metros de longitud por cada diámetro.

Una vez homologada la adherencia de un acero basta comprobar en obra, mediante un control geométrico, que los resaltes o 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 soldo de un acero va íntimamente ligada con el procedimiento que se utilice para soldar.

Independientemente de las marcas indicativas del límite elástico garantizado, previstas en UNE 38088/1/79, se recomienda que las barras se suministren a obra con un extremo marcado con pintura, de acuerdo con el siguiente código:

Tipo de acero	Color
AEH 400 ... ..	Amarillo.
AEH 500 ... ..	Rojo.
AEH 600 ... ..	Azul.

Las condiciones exigidas a las barras corrugadas coinciden en lo esencial con las definidas en la UNE 38088/1/79.

9.4. Mallas electrosoldadas.

Mallas electrosoldadas, a los efectos de esta Instrucción, son aquellas que cumplen las condiciones prescritas en la norma UNE 38092/1/79.

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 trellados 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

Designación de los alambres	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'
	Límite elástico $f_y$ kp/cm <sup>2</sup> (2)	Carga unitaria $f_B$ kp/cm <sup>2</sup> (2)	Alargamiento de rotura (porcentaje) sobre base de 5 diám.	Relación $f_B/f_y$		
AEH 500 T ... ..	5.100	5.600	(3)	(4)	4 d (7)	8 d (7)
AEH 600 T ... ..	6.100	6.700	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)  $A$  por 100 =  $20 - 0,02 f_{y,1}$  no menor del 8 por 100, siendo  $f_{y,1}$  el límite elástico medido en cada ensayo.  
 (4)  $\frac{f_B}{f_y} = 1,05 - 0,1 \frac{f_{y,1}}{f_B} - 1$  no menor de 1,03, siendo  $f_{y,1}$  el límite elástico obtenido en cada ensayo.  
 (5)  $\alpha$  = ángulo de doblado.  
 (6)  $\beta$  = ángulo de desdoblado.  
 (7) d = diámetro nominal del alambre.

Comentarios.

Las mallas electrosoldadas corrugadas se designarán de la forma siguiente:

$$ME \ s_x s_t \ B \ O d - d_t \ AEH \ X \ lxb$$

Las mallas electrosoldadas lisas se designarán de la forma siguiente:

$$ME \ s_x s_t \ B \ O L \ d - d_t \ AEH \ XL \ lxb$$

Siendo:

- s, s<sub>t</sub> = Las separaciones entre alambres longitudinales y transversales, respectivamente, expresadas en cm.
- 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, d<sub>t</sub> = Los diámetros de los alambres longitudinales y transversales, respectivamente, expresados en mm. Cada diámetro d o d<sub>t</sub> irá seguido de la letra D' en las mallas dobles, y por la letra P en las mallas de pares.
- l = Distancia expresada en metros de la longitud del panel para las mallas no estándar.
- b = 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 5.100 kp/cm<sup>2</sup> con separación entre ejes de alambres longitudinales de 150 milímetros y entre ejes de los transversales de 300 milímetros, diámetro de los alambres longitudinales 10 milímetros, diámetro de los alambres transversales, 6,5 milímetros; longitud del panel, cinco metros, y anchura, dos metros, con ahorro estándar.

$$ME \ 15 \times \ 30 \ A \ O \ 10 - 6,5 \ AEH \ 500T \ 5 \times \ 2$$

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 1.000, basado en una amplia experimentación.

ARTICULO 10. 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 5.º, 6.º, 7.º y 8.º

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 en todo caso indicar las referentes a su resistencia a compresión, su ductilidad 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, desgaste, 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 dos) de la característica de calidad en cuestión, realizadas sobre partes o porciones de la amasada.

**Comentarios.**

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 en 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 26), 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 26.

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 dos, 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 la UNE 7240 y rotas por compresión según el método de ensayo indicado en la UNE 7242.

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 noventa días.

La resistencia a tracción de un hormigón  $f_{ct}$  puede ser exigida por el pliego de prescripciones técnicas particulares en ciertas obras, controlándose mediante ensayos.

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:

$$f_{ct,k} = 0,45 \sqrt{f_{ck}^2}$$

donde  $f_{ct,k}$  y  $f_{ck}$  están expresadas en  $kp/cm^2$ .

**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, aun

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 la 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  $\pm 15\%$ .

La determinación de la resistencia a tracción puede hacerse mediante el ensayo brasileño que se describe a continuación:

Sobre probetas cilíndricas de 15 cm. de diámetro y 30 cm. de altura y veintiocho días de edad. El ensayo se realizará según la disposición de la figura 10.3, con lo que se produce la rotura por hendimiento.

La resistencia a tracción viene dada por:

$$f_{ct} \text{ (ensayo brasileño)} = 0,85 \frac{2P}{\pi \cdot d \cdot l}$$

siendo «P» la carga de rotura, «d» el diámetro de la probeta y «l» su longitud.

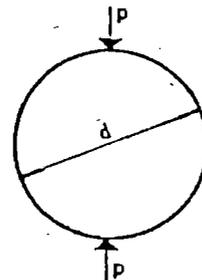


Fig. 10.3

**10.4. Coeficientes de conversión.**

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

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

**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 15 x 30, para obtener valores comparables a los obtenidos con 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 enfrentadas)	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 ... ..	20 x 20 x 60	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/cm<sup>2</sup>.

10.6. Docilidad del hormigón.

La docilidad del hormigón será la necesaria para que, con los métodos previstos de puesta en obra y compactación, el hormigón rodee las armaduras sin solución de continuidad y rellene completamente los encofrados sin que se produzcan coqueas. La docilidad del hormigón se valorará determinando su consistencia; lo que se llevará a cabo por el procedimiento descrito en el método de ensayo UNE 7103.

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 asentos correspondientes en el cono de Abrams serán los siguientes:

Consistencia	Asiento en centímetros
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, con las tolerancias que a continuación se indican:

Tipo de consistencia	Tolerancia en centímetros
Seca	0
Plástica	±1
Blanda	±1
Fluida	±2

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 fisure por esa causa. Este último fenómeno, que se acentúa con la utilización de cementos de elevada finura de molido, es muy acusado en el caso de hormigones de consistencia líquida. Por 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.

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

Según la UNE 7103, la consistencia del hormigón se mide por su asiento en el cono de Abrams, expresado en un número entero de centímetros.

CAPITULO III

Ejecución

ARTICULO 11. 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 asentos 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, esta presente una ligera contraflecha (del orden del milésimo de la luz) para conseguir un aspecto agradable.

#### ARTICULO 12. DOBLADO DE LAS ARMADURAS

Las armaduras se doblarán ajustándose a los planos e instrucciones del proyecto. En general, esta operación se realizará en frío y 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 9.º para el ensayo de doblado-desdoblado
- No ser inferiores a diez veces el diámetro de la barra.
- No ser inferiores al valor deducido de la siguiente expresión:

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

siendo:

$\emptyset$  = 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 9.º para el ensayo de doblado simple, ni a tres centímetros.

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 9.º, 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 12 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 se produzca un principio de fisuración, visible o no, con el consiguiente peligro de futura corrosión para la barra. Idéntico riesgo se corre al tratar de enderezar un codo.

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.

#### ARTICULO 13. COLOCACION DE LAS ARMADURAS

##### 13.1. Generalidades.

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

En vigas y 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.

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

En la ejecución de las obras se cumplirán en todo caso las prescripciones de los artículos 40, «Anclaje de las armaduras», y 41, «Empalme de las armaduras».

#### Comentarios.

Los calzos y apoyos provisionales de las armaduras en los encofrados deben ser de mortero plástico u otro material apropiado, desaconsejándose el empleo de la madera. Tampoco es conveniente utilizar para estos fines elementos metálicos si han de quedar vistos, pues podrían perjudicar la durabilidad de la obra o su buen aspecto.

Aun cuando no exista peligro de confusión de barras, debe evitarse, en la medida de lo posible, el empleo simultáneo, como armaduras longitudinales, de aceros de características diferentes. 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 los extremos de las barras de aceros diferentes, siguiendo el código de colores de la UNE 36088 (véase comentarios del 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 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.

A) La distancia horizontal libre entre dos barras aisladas consecutivas, salvo lo indicado en E), 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.

C) Como norma general se podrán colocar en contacto dos o tres barras de la 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 hasta cuatro barras corrugadas en contacto.

D) 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.

E) 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 será mayor de 50 milímetros, salvo en piezas comprimidas que se hormigonan en posición vertical, en que podrá elevarse a 70 milímetros la limitación anterior. En las zonas de solapó, el número máximo de barras en contacto en la zona del empalme será de cuatro.

**Comentarios.**

Los cruces de vigas sobre apoyos constituyen un caso especial que debe estudiarse cuidadosamente, sobre todo cuando el pilar y la viga tienen la misma o parecida anchura.

Para facilitar la puesta en obra del hormigón, resulta ventajoso a veces adoptar las disposiciones previstas en los puntos C) y E). Tales disposiciones son aconsejables tan sólo con hormigones de buena calidad, debiendo, además, asegurarse el buen recubrimiento de las barras mediante un cuidadoso vibrado de la masa en las zonas de hormigón vecinas.

Es igualmente útil, a menudo, el aparear los estribos, cuando su separación es pequeña, con objeto de facilitar el paso del hormigón.

En el caso en que se dispongan varias capas de barras como armadura, se recomienda aumentar prudencialmente las separaciones mínimas del articulado.

**13.3. Distancias a los paramentos.**

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 y a los tres cuartos del tamaño máximo del árido (7.2).

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

— Paramentos revestidos o ambientes protegidos, 15 milímetros.

— Intemperie o ambientes en los que resulten frecuentes las condensaciones (cocinas, cuartos de baño, etc.) o si van a estar en contacto permanente con el agua (depósitos, tuberías, etc), 20 milímetros.

c) En estructuras prefabricadas bajo riguroso control y siempre que la resistencia característica del hormigón sea superior a 250 kp/cm<sup>2</sup>, podrá omitirse la limitación del párrafo a) relativa al tamaño máximo del árido, y reducirse en 5 milímetros los valores del párrafo b).

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

e) La distancia libre entre las armaduras exteriores y las paredes del encofrado no será mayor de 4 centímetros, pudiendo prescindirse de esta limitación en elementos enterrados, si se hace previamente una capa de regularización, en los hormigonados con técnicas especiales y en aquellos en los que la armadura trabaje exclusivamente a compresión y presenten un riesgo despreciable frente a incendios.

f) 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.

**Comentarios.**

Por lo que respecta a los ambientes químicamente agresivos, conviene recordar que las aguas muy puras, las sulfatadas y las de mar, entre otras, poseen ese carácter en mayor o menor grado.

Debe tenerse en cuenta que la mejor protección para las armaduras es un hormigón de buena resistencia y compacidad. Estas cualidades juegan un papel mucho más importante que el simple espesor del recubrimiento, por grande que éste sea.

En general, cuando sean necesarios grandes espesores de recubrimiento, convendrá colocar una malla fina de reparto y sujeción, próxima al paramento de la pieza. Su cuantía geométrica, de acuerdo con la limitación de mínimo establecida en 38.3 para elementos que trabajan a tracción, puede establecerse en el 0,4 por 100 referida a la sección del recubrimiento. Esta armadura puede considerarse formando parte de la longitudinal o transversal necesaria según el cálculo.

Se recomienda tener en cuenta lo indicado en el anejo número 6 de protección adicional contra el fuego.

**ARTICULO 14. DOSIFICACION DEL HORMIGON**

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

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

b) La cantidad máxima de cemento por metro cúbico de hormigón será de 400 kilogramos. 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 67 de esta Instrucción) con objeto de conseguir que el hormigón resultante satisfaga las condiciones que se le exigen en el artículo 10 de esta Instrucción, así como las prescritas en el pliego de prescripciones técnicas particulares.

En los casos en que el constructor pueda justificar, por experiencias anteriores, que con los materiales, dosificación y pro-

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

Aun en los casos excepcionales, no es aconsejable una dosificación de cemento superior a los 500 kg/m<sup>3</sup>.

**ARTICULO 15. FABRICACION DEL HORMIGON**

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

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

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

**Comentarios.**

Para medir en volumen los áridos deben utilizarse recipientes de poca sección y mucha altura, con objeto de introducir el mínimo error posible en las medidas.

Cuando la importancia de la obra lo permita, se recomienda emplear centrales automáticas dosificadoras por peso de todos los materiales, con técnico especializado a su frente, apoyado en sus decisiones por un laboratorio de obra que compruebe todos los extremos con influencia sobre los resultados y calcule las correcciones necesarias en cada caso, especialmente en lo que se refiere a las variaciones de calidad del cemento empleado y a la cantidad de agua que contengan los áridos en el momento de entrar en la hormigonera.

Por razones de homogeneidad del hormigón resultante, es aconsejable verter los materiales dentro de la hormigonera en el siguiente orden:

1.º Una parte de la dosis de agua (aproximadamente la mitad).

2.º El cemento y la arena simultáneamente. Si no es posible, se verterá una fracción del primero y después la fracción que proporcionalmente corresponda de la segunda, repitiendo la operación hasta completar las cantidades previstas.

3.º La grava. Si está dividida en dos o más fracciones, deberá seguirse con ellas un procedimiento análogo al descrito para el cemento y la arena.

4.º El resto del agua de amasado, a ser posible no de una vez, sino poco a poco, de la forma que se parezca más a un chorro continuo.

El tiempo que debe durar el amasado depende, principalmente, de las características y capacidad de las hormigoneras y de la consistencia del hormigón. Dicho tiempo puede reducirse a menos de un minuto si se utilizan hormigoneras especiales en las que esté debidamente comprobado que su eficacia de mezclado permite efectuar tal reducción. Por el contrario, con las hormigoneras que corrientemente se emplean en las obras, el minuto es el tiempo mínimo admisible, recomendándose aumentarlo, por lo que se refiere al tamaño de la hormigonera, en tantas veces quince segundos como fracciones de 400 litros de exceso sobre los 750 litros tenga la capacidad de la máquina utilizada.

Por otra parte, conviene tener en cuenta que los hormigones para vibrar son los que más aumentan de resistencia con un buen amasado, por lo que, en estos casos, puede ser interesante incrementar el tiempo de batido hasta dos o tres minutos.

Por todo ello es, en general, recomendable que la capacidad de producción del conjunto de las hormigoneras existentes en la

obra resulte holgada con relación a la velocidad de hormigonado prevista, con el fin de que se pueda prolongar el tiempo de amasado.

Se recuerda que, en el caso de hormigón preamasado, deberá cumplirse la Instrucción para la fabricación y suministro de hormigón preparado EHPRE-72, además de la presente.

#### ARTICULO 16. PUESTA EN OBRA DEL HORMIGON

##### 16.1. Transporte y colocación.

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

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

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 colocados 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 la cimbra, para impedir que el hormigón joven se vea solicitado a flexión.

##### Comentarios.

Conviene que la duración del transporte sea la menor posible para evitar la disgregación de la masa, así como los peligros de desecación y fraguado. Por ello, como norma general, no debe transcurrir más de una hora entre la fabricación del hormigón y su puesta en obra y compactación. Pero incluso este plazo resulta excesivo si no se toman precauciones especiales, cuando se emplean cementos de fraguado rápido o cuando se trata de hormigones de baja relación agua/cemento, tales como los destinados a una compactación por vibrado.

La impulsión por bomba, el empleo de camiones con cuba rotatoria y otros procedimientos especiales pueden suprimir algunos inconvenientes del transporte, pero no todos. Por tanto, se recomienda que, una vez en marcha el sistema elegido, se compruebe que, efectivamente, el hormigón llega al tajo en las condiciones deseadas.

En cualquier caso, siempre que sea posible, las probetas de control se fabricarán en el lugar de puesta en obra y no a la salida de la hormigonera, con objeto de que, al resultar afectadas por las posibles variaciones ocasionadas por el transporte, sean verdaderamente representativas del hormigón empleado.

Como las características de la masa varían del principio al final de cada descarga de la hormigonera, no es conveniente, si se quiere conseguir una buena uniformidad, el dividir, para el transporte, un mismo amasijo en distintos recipientes.

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 10.1 de esta Instrucción se indica que la resistencia a compresión de un hormigón es un índice de sus restantes cualidades; pero debe llamarse la atención sobre el hecho de que esto es así únicamente si se trata de hormigones bien compactados, pues en caso contrario pueden presentarse defectos (excesiva permeabilidad, por ejemplo) que no resulten debidamente reflejados en el valor de la resistencia.

Como por otra parte, al fabricar las probetas para los ensayos de laboratorio con arreglo al correspondiente método de ensayo, el hormigón resulta perfectamente compactado, la consolidación en obra del hormigón deberá realizarse con igual

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

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

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

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

Si se emplean vibradores de superficie, estos deberán aplicarse corréndolos con movimiento lento, de tal modo que la superficie quede totalmente húmeda.

Si se emplean vibradores internos, su frecuencia de trabajo no debe ser inferior a seis mil ciclos por minuto. Estos aparatos deben sumergirse rápida y profundamente en la masa, cuidando de retirar la aguja con lentitud y a velocidad constante. Cuando se hormigone por tongadas, conviene introducir el vibrador hasta que la punta penetre en la capa subyacente, procurando mantener el aparato vertical o ligeramente inclinado.

Los valores óptimos, tanto de la duración del vibrado como de la distancia entre los sucesivos puntos de inmersión, dependen de la consistencia de la masa, de la forma y dimensiones de la pieza y del tipo de vibrador utilizado, no siendo posible, por tanto, establecer cifras de validez general. Como orientación se indica que la distancia entre puntos de inmersión debe ser la adecuada para producir, en toda la superficie de la masa vibrada una humectación brillante, siendo preferible vibrar en muchos puntos por poco tiempo a vibrar en pocos puntos más prolongadamente.

Si se emplean vibradores unidos a los moldes o encofrados, tales aparatos deberán sujetarse firmemente y distribuirse en forma adecuada para que su efecto se extienda a toda la masa.

##### 16.3. Técnicas especiales.

Si el transporte, la colocación o la compactación de los hormigones se realiza 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.

#### ARTICULO 17. 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 especialistas idóneos. En el artículo 24 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.

#### ARTICULO 18. HORMIGONADO EN TIEMPO FRIO

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 70) necesarios para conocer 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 calentada 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.

#### ARTICULO 19. 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 desque.

Si la temperatura ambiente es superior a 40° C, 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, etcétera.

#### Comentarios.

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 las superficies del 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.

#### ARTICULO 20. CURADO DEL HORMIGON

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

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

El curado por aportación de humedad podrá sustituirse por la protección de las superficies mediante recubrimientos plásticos u otros tratamientos adecuados, siempre que tales métodos, especialmente en el caso de masas secas, ofrezcan las garantías que se estimen necesarias para lograr, durante el primer período 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 ambiente 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 hor-

migón con sacos, arena, paja u otros materiales análogos y mantenerlos húmedos mediante riegos frecuentes. En estos casos debe prestarse la máxima atención a que esos materiales estén exentos de sales solubles, materia orgánica (restos de azúcar en los sacos, paja en descomposición, etc.) u otras sustancias que, disueltas y arrastradas por el agua de curado, puedan alterar el fraguado y primer endurecimiento de la superficie del hormigón.

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 éstos, 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 período 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 de 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 período 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 período 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 articulo 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.

#### ARTICULO 21. 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 a estar sometido durante y después del desencofrado, desmoldeo o descimbrado. Se recomienda que la seguridad no resulte en ningún momento inferior a la prevista para la obra en servicio.

Cuando se trate de obras de importancia y no se posea experiencia de casos análogos o cuando los perjuicios que pudieran derivarse de una fisuración prematura fuesen grandes, se realizarán ensayos de información (véase artículo 70) para conocer 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 11.

#### 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 descimbramiento dados por la fórmula

$$j = \frac{400}{\left(\frac{Q}{G} + 0,5\right) (T + 10)}$$

En la que:

$j$  = número de días.

$T$  = Temperatura media, en grados centígrados, de las máximas y mínimas diarias durante los  $j$  días.

$G$  = carga que actúa sobre el elemento al descimbrar (incluido el peso propio).

$Q$  = carga que actuará posteriormente ( $Q + G$  = carga máxima total).

Esta fórmula es sólo aplicable a hormigones fabricados con cemento portland y en el supuesto de que su endurecimiento se haya llevado a cabo en condiciones ordinarias.

#### ARTICULO 22. 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 construidos «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 solicitaciones suplementarias o concentración de esfuerzos en los elementos prefabricados.

Las uniones por soldadura solo 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 milímetros 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 éstas juntas será la suficiente para permitir una buena compactación del hormigón, y nunca inferior a 75 milímetros.

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.

#### ARTICULO 23. OBSERVACIONES GENERALES RESPECTO A LA EJECUCION

##### 23.1. Adecuación del proceso constructivo al proyecto.

Se adoptarán las medidas necesarias para conseguir que las disposiciones constructivas y los procesos de ejecución se ajusten en todo a lo indicado en el proyecto.

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

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. Se recomienda que en ningún momento la seguridad de la estructura durante la ejecución sea inferior a la prevista en el proyecto para la estructura en servicio.

Cuando la construcción de las obras da lugar a fases sucesivas de descimbrado, o de puesta en carga, puede ser necesario

determinar las solicitaciones correspondientes a un cierto número de estas fases. Esta determinación se efectuará, en cada caso, según el método apropiado.

Por otra parte, conviene advertir que la fluencia ejerce efectos importantes sobre las construcciones sometidas a vínculos retardados, es decir, introducidos después de aplicar una parte de las cargas.

#### 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.

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.

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.

### ARTICULO 24. 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 18, existe también el peligro de heladas en épocas posteriores. Frente a ellas, el hormigón ya endurecido se comporta como un material pétreo cualquiera, siendo su menor o mayor capacidad de absorción de agua la causa determinante de su mejor o peor comportamiento.

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.

Por lo que respecta a la durabilidad del hormigón, deberá elegirse cuidadosamente en el proyecto el tipo, clase y categoría de 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 15 y 17.

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 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, clase y categoría 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, enrojecen el papel azul de tornasol humedecido con agua destilada.

b) Líquidos que desprendan burbujas gaseosas, posean olor nauseabundo, dejen residuos cristalinos o terrosos al evaporarlos o que, por su carácter ácido, enrojecen el papel azul de tornasol; aguas muy puras o de alta montaña y aceites vegetales.

c) Tierras o suelos con humus o sales cristalizadas; sólidos secos o húmedos cuyas dispersiones acuosas enrojecen el papel azul de tornasol.

#### 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 41 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 6.º, 7.º y 8.º.

#### 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.º La corrosión, como fenómeno cuya ocurrencia es aleatoria, está regida por las leyes de la probabilidad, y en consecuencia implica siempre un riesgo.

2.º Una eficaz garantía contra este riesgo consiste en la observancia de las indicaciones y recomendaciones anteriormente hechas.

3.º La corrosión de las armaduras, como la de cualquier estructura metálica, puede combatirse más fácil y económicamente si se prevé por anticipado. En cambio, una vez comenzada, sus efectos son imposibles, o muy difíciles de evitar, y siempre a un costo elevado.

4.º Cuando se presuman riesgos serios de corrosión, es aconsejable documentarse debidamente, recurriendo a las publicaciones especializadas o al dictamen de especialistas idóneos.

## TITULO SEGUNDO

### De la realización del proyecto

#### CAPITULO IV

#### Características de los materiales

### ARTICULO 25. 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 del 10 por 1.000 presentan un nivel de confianza del 95 por 100 con respecto a los correspondientes valores obtenidos en ensayos de tracción realizados según la Norma UNE 7262.

En compresión puede adoptarse el mismo diagrama que en tracción.

A falta de datos experimentales precisos puede suponerse que el diagrama característico adopta la forma de la figura 25.1.a ó 25.1.b, según se trate de aceros de dureza natural o estirados en frío; pudiendo tomarse estos diagramas como de proyecto, con los valores tipificados del límite elástico dados en el artículo noveno.

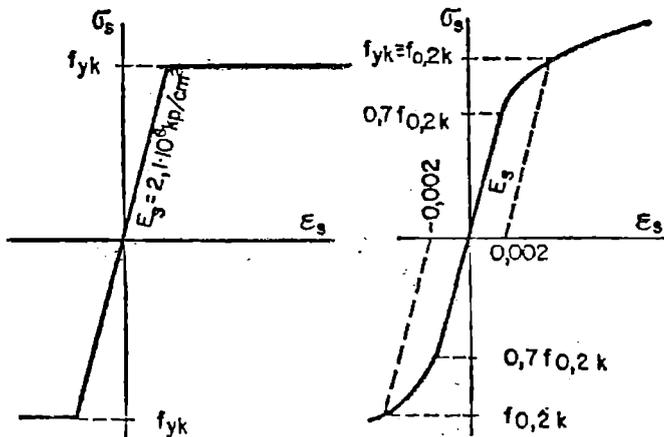


Fig. 25.1.a

Fig. 25.1.b

En la figura 25.1.b, la rama de tracción a partir del valor  $0,7f_{0,2k}$ , el diagrama se define mediante la siguiente expresión:

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

La rama de compresión es simétrica 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 7262.

**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  $\gamma_s$  el coeficiente de minoración definido en el artículo 31.

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  $4.200 \text{ kp/cm}^2$ ).

**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.

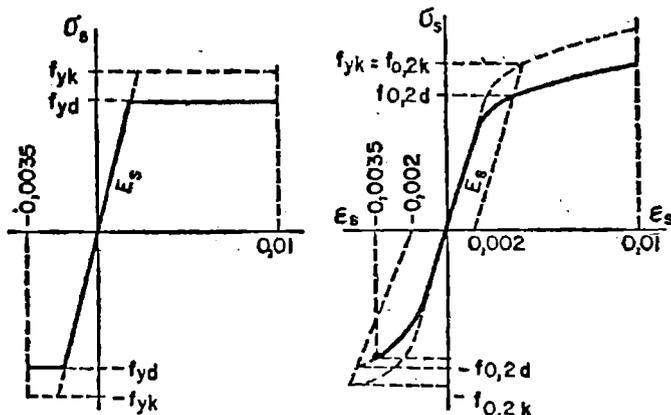


Fig. 25.3.a

Fig. 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.

**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 37), puede utilizarse como diagrama de cálculo del acero el simplificado de la figura 25.3.a, limitando superiormente  $f_{yc}$  al valor  $4.000 \text{ kp/cm}^2$ .

**ARTICULO 26. CARACTERISTICAS DEL HORMIGON**

**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 la 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 solo 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 la 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.

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

donde:

$f_{\text{cm}}$  = resistencia media.

$\delta$  = coeficiente de variación de la población.

— En la mayoría de los casos normales, el número de amasadas colocadas en obra es muy grande, resultando impropio 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 amasadas, 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  $\text{kp/cm}^2$ .

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  $f_{\text{ck}}$ , expresada en  $\text{kp/cm}^2$  no será menor que la indicada en la tabla 26.3 siguiente:

TABLA 26.3

Tipo de acero	Valor mínimo de la resistencia de proyecto del hormigón
AE-215L	125 $\text{kp/cm}^2$
AEH-400	150 $\text{kp/cm}^2$
AEH-500	175 $\text{kp/cm}^2$
AEH-600	200 $\text{kp/cm}^2$

Comentarios.

La tabla indicada en el articulado se basa fundamentalmente en la norma de buena practica 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):

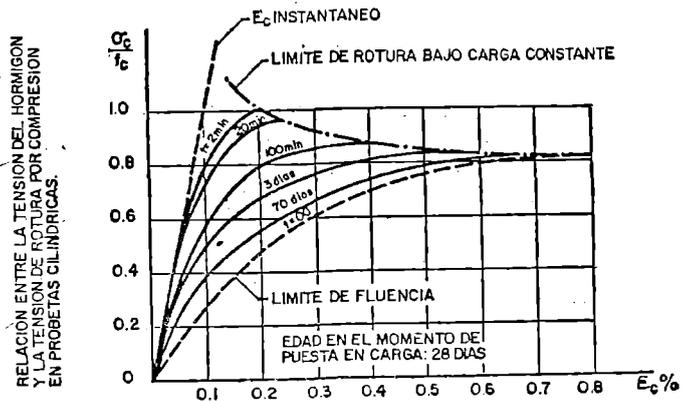


Fig. 26.4.a

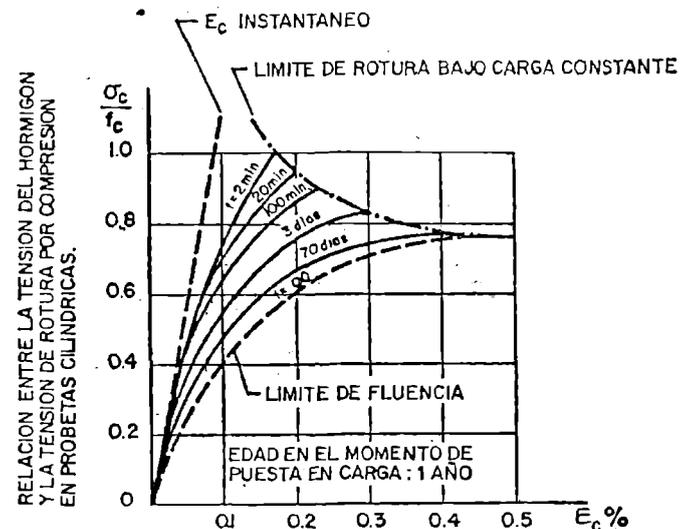


Fig. 26.4.b

26.5. Resistencia de cálculo del hormigón.

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

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 veintiocho días. En caso contrario, esa circunstancia deberá tenerse en cuenta de un modo estimativo, pudiendo utilizarse al efecto los valores dados en el cuadro 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 sollicitaciones 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 1000 (deformación de rotura del hormigón a compresión simple), y el vértice extremo del rectángulo en la abscisa 3,5 por 1000 (deformación de rotura del

hormigón en flexión). La ordenada máxima de este diagrama corresponde a una compresión igual a  $0,85 f_{cd}$ , siendo  $f_{cd}$  la resistencia de cálculo del hormigón a compresión.

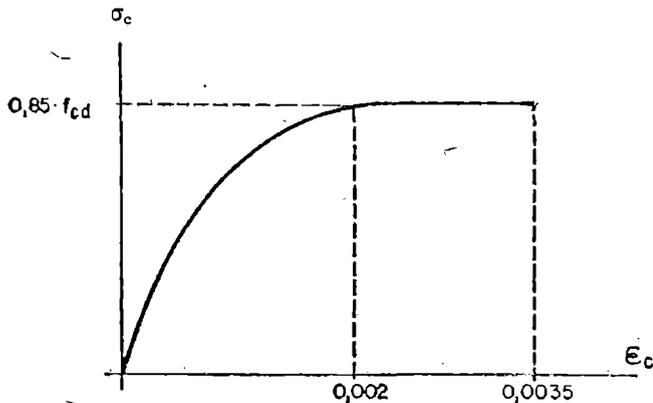


Fig. 26.6.a

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).

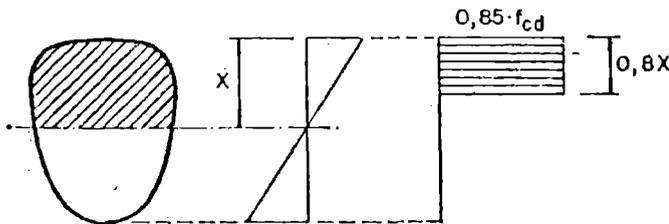


Fig. 26.6.b

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:

$$E_{o1} = 21.000 \sqrt{f_j}$$

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  $E_{o1}$  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.

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,  $E_{o1}$  depende de la resistencia media del hormigón y no de la característica. Pero se ha preferido esta última en la expresión  $E_{o1}$  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.º El valor  $\epsilon_t$  de la retracción de un elemento de hormigón en masa desde el momento de su acabado hasta el instante  $t$  viene dado por

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

donde:

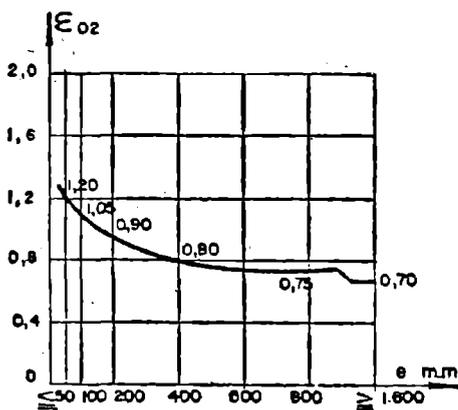
- $\epsilon_{01}$  = coeficiente dependiente de la humedad del ambiente (ver tabla 26.8.1).
- $\epsilon_{02}$  = coeficiente dependiente del espesor ficticio  $e$  (ver figura 26.8.1).
- $\beta_t$  = coeficiente que refleja la evolución de la retracción en el tiempo (ver. fig. 26.8.2).

2.º 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

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

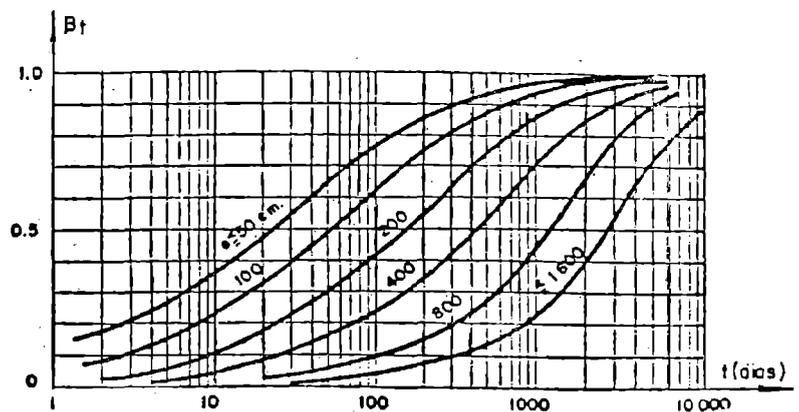
siendo:

- $\alpha$  = 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 la atmósfera.



INFLUENCIA DEL ESPESOR FICTICIO SOBRE LA RETRACCION

Fig. 26.8.1



EVOLUCION DE LA RETRACCION EN EL TIEMPO

Fig. 26.8.2

TABLA 26.8.1

Coefficiente de la retracción  $\epsilon_{01}$  y valor del coeficiente  $\alpha$

Ambiente	Humedad relativa aproximada — Porcentaje	$\epsilon_{01}$	$\alpha$
En el agua ... ..	100	+ 10.10 <sup>-5</sup>	30
En atmósfera muy húmeda ... ..	90	- 13.10 <sup>-5</sup>	5
En ambiente medio ... ..	70	- 32.10 <sup>-5</sup>	1,5
En atmósfera seca.	40	- 52.10 <sup>-5</sup>	1,0

3.º 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:

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

siendo:

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

4.º Si la influencia de la retracción va a ser efectiva, no desde el principio, sino a partir de una edad de  $j$  días, el valor que interesa determinar en el instante  $t$  es:

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

con los mismos significados que anteriormente.

5.º Si el hormigón ha sido amasado con gran exceso de agua, o con un cemento rápido de gran finura, la retracción puede alcanzar valores mayores de los indicados en este procedimiento, al menos en un 25 por 100, especialmente en las primeras edades.

Por el contrario, en hormigones muy secos la retracción calculada debe disminuirse en un 25 por 100, para encontrar valores más concordantes con los medidos experimentalmente.

6.º A partir de la deformación  $\epsilon_t$ , correspondiente a hormigón en masa, puede calcularse la deformación  $\epsilon_{ts}$ , correspondiente a hormigón armado mediante la relación:

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

siendo:

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

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

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. Retracción.
Irreversibles ... ..	Remanentes ... ..	Plásticas diferidas ... ..	

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 final por fluencia (suma de la instantánea y la diferida) es del orden de dos a tres veces la deformación elástica instantánea. Si se desea una evaluación más aproximada, habrán de tenerse en cuenta las variables citadas en el artículo; lo que puede hacerse del modo que a continuación se indica:

1.º La deformación diferida por fluencia  $\epsilon_t$  de un elemento de hormigón armado viene dada por:

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

donde:

$\varphi_t$  es un coeficiente;

$\sigma$  es la tensión constantemente aplicada;

$E_c$  es el módulo de deformación del hormigón a veintiocho días de edad.

Según el apartado 26.7, este módulo vale:

$$E_c = 19.000 \sqrt{f_{ck}} \text{ (} E_c \text{ en kp/cm}^2 \text{)}$$

siendo:

$f_{ck}$  la resistencia característica a compresión expresada en  $\text{kp/cm}^2$ .

2.º El coeficiente  $\varphi_t$  puede determinarse con suficiente aproximación mediante la expresión:

$$\varphi(t, j) = \beta_a(j) + \varphi_{01} \varphi_{02} (\beta_t - \beta_j) + 0,4 \beta_{t-j}$$

siendo:

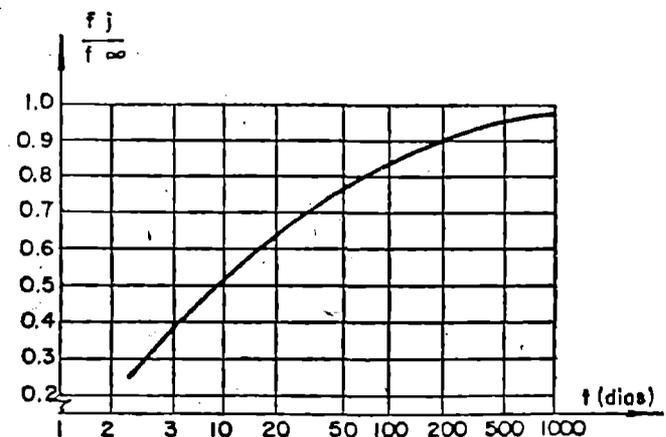
$t$  = instante para el cual se evalúa la fluencia.

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

$\beta_a(j) = 0,8 (1 - \frac{f_j}{f_\infty})$ , el valor de  $\frac{f_j}{f_\infty}$  puede obtenerse, a

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

$\varphi_{01}$  = coeficiente que depende del medio ambiente (ver tabla 26.9.1).

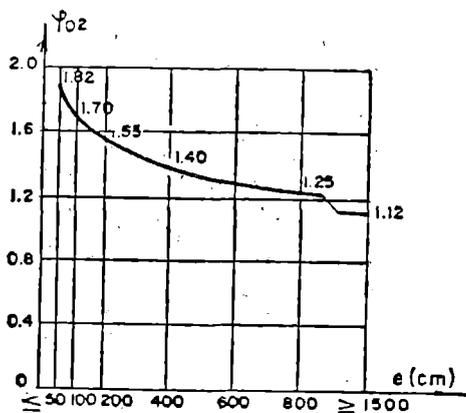


VARIACION DE LA RESISTENCIA DEL HORMIGÓN CON EL TIEMPO

Fig. 26.9.1

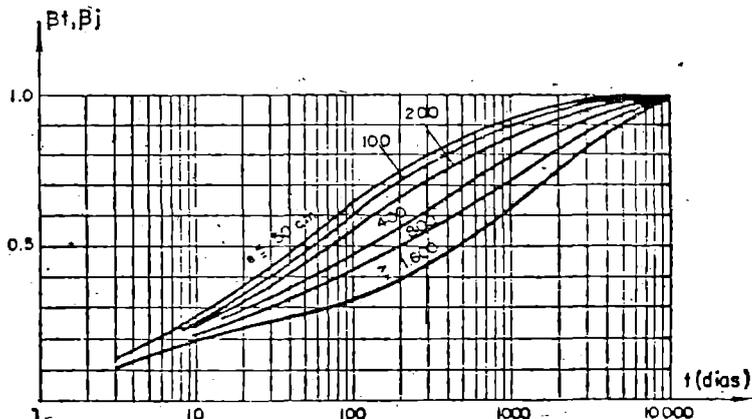
$\varphi_{02}$  = coeficiente que depende del espesor ficticio de la pieza e (figura 26.9.2).

$\beta_t, \beta_j$  = coeficientes que reflejan la evolución en el tiempo de la deformación plástica diferida (fig. 26.9.3).



INFLUENCIA DEL ESPESOR FICTICIO SOBRE LA FLUENCIA

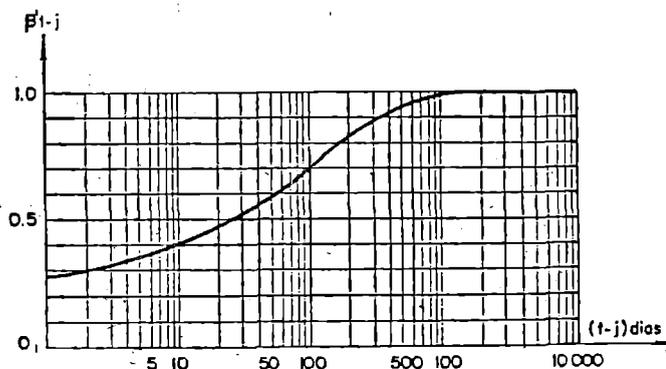
Fig. 26.9.2



EVOLUCION EN EL TIEMPO DE LA DEFORMACION PLASTICA DIFERIDA

Fig. 26.9.3

$\beta'_{t-j}$  = coeficiente 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).



EVOLUCION EN EL TIEMPO DE LA DEFORMACION ELASTICA DIFERIDA

Fig. 26.9.4

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

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

siendo:

- $\alpha$  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,  $\alpha$ ) coincide sensiblemente con el real.

4.º 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.

TABLA 26.9.1  
Valor de los coeficientes  $\phi_{01}$  y  $\alpha$

Ambiente	Humedad relativa aproximada %	$\phi_{01}$	$\alpha$
En el agua ... ..	100	0,8	30
En atmósfera muy húmeda ... ..	90	1,0	5
En ambiente seco ..	70	2,0	1,5
En atmósfera seca.	40	3,0	1

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

La deformación elástica diferida no experimenta alteración por este concepto. La corrección afecta, por consiguiente, solo al primer sumando de  $\phi_t$ .

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  $\pm 30$  por 100). Dicho coeficiente depende de la naturaleza del cemento, de la de los áridos, de la dosificación, de la higrometría y de las dimensiones de las secciones.

Por lo que respecta a los áridos, los valores más bajos se obtienen con áridos calizos, y los más elevados, con áridos silíceos.

CAPITULO V

Acciones

ARTICULO 27. CLASIFICACION 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 34.

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

### ARTICULO 28. VALORES CARACTERISTICOS DE LAS ACCIONES

#### 28.1. Generalidades.

Para todas las acciones definidas en el artículo 27 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 5 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, presentan 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.  
 $\delta$  y  $\delta'$  = desviaciones cuadráticas medias relativas a  $F_m$  y  $F'_m$ , respectivamente.

Cuando no se puede 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 t/m<sup>3</sup>.
- Hormigón armado, 2,5 t/m<sup>3</sup>.

#### 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 de la carga de explotación o de uso (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 asentamientos de las sustentaciones que, a juicio del proyectista, puedan tener una influencia apreciable en el comportamiento de la estructura, se determinarán los valores característicos 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:

$$20 - 0,75 \sqrt{e} \leq \Delta t \leq 0$$

$e$  = 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  $\pm 5^\circ \text{C}$  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 caldeo 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 impuestos 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 y 32, sin olvidar que, durante la construcción, el esquema resistente de parte o de la totalidad de la estructura puede ser distinto del definitivo.

(Continuará.)

## M<sup>o</sup> DE ECONOMIA Y COMERCIO

465

**REAL DECRETO 2869/1980, de 30 de diciembre, por el que se establecen las condiciones y el orden de prioridad para la computabilidad de los valores de renta fija emitidos directamente o calificados por las Comunidades Autónomas en el coeficiente de fondos públicos de las Cajas de Ahorros.**

El marco de la política financiera general del Estado y, en particular, en la orientación por parte del Gobierno de la actividad financiera de las Cajas de Ahorros, juega un papel importante el coeficiente de fondos públicos respecto al cual el Gobierno ha venido fijando tanto su nivel como la computabilidad de los diversos títulos-valores en el mismo.

El artículo ciento cuarenta y nueve de la Constitución Española atribuye al Estado competencia exclusiva para fijar las bases de la ordenación del crédito y de coordinación de la planificación general de la actividad económica.

Por otra parte, tanto el Estatuto de Autonomía del País Vasco como el Estatuto de Autonomía de Cataluña, establecen la competencia de las respectivas Comunidades Autónomas para el desarrollo legislativo y la ejecución de la legislación básica del Estado en su territorio en materia de ordenación del crédito, banca y seguros. Además, la Ley orgánica ocho/mil novecientos ochenta, de veintidós de septiembre, de financiación de las Comunidades Autónomas, establece la capacidad de éstas para financiarse mediante operaciones de crédito.

Es imprescindible, en consecuencia, dictar la oportuna normativa que coordine y armonice los fines y objetivos de la política económica y financiera general del Estado con los de las Comunidades Autónomas, todo ello en el marco de las previsiones competenciales de la Constitución en materia económica y respetando también las competencias que los Estatutos de Autonomía han atribuido ya al Gobierno Autónomo del País Vasco y a la Generalidad de Cataluña y las que otros Estatutos de autonomía puedan atribuir a otras Comunidades Autónomas.

El presente Real Decreto establece la computabilidad en el coeficiente de fondos públicos de los títulos de renta fija emitidos directamente por las propias Comunidades Autónomas y el orden de prioridad que las Cajas de Ahorros deberán respetar en la suscripción de valores computable; coordina la adquisición por parte de las Cajas de Ahorros de los valores emitidos por las Comunidades Autónomas o calificados por éstas con los fines de la política económica y financiera general del Gobierno, y determina, finalmente, el volumen de recursos ajenos de las Cajas de Ahorros que deberá ser tomado en cuenta a efectos del cálculo del coeficiente de fondos públicos.

En su virtud, a propuesta del Ministro de Economía y Comercio, y previa deliberación del Consejo de Ministros en su reunión del día treinta de diciembre de mil novecientos ochenta,

### DISPONGO:

Artículo primero.—Las Cajas de Ahorros con sede central en el territorio de regiones en que existiesen Comunidades Autónomas deberán computar en su coeficiente de fondos públicos los títulos de renta fija que se emitan directamente por las propias Comunidades, así como aquellos cuya aptitud para tal fin sea establecida por la Comunidad Autónoma.

Artículo segundo.—Uno. El orden de prioridad que las Cajas de Ahorros deberán respetar en la suscripción de valores computables, con independencia del tres por ciento de sus pasivos que en todo caso deberá materializarse, como mínimo, en cédulas para inversiones, y de otros títulos emitidos o avalados por el Estado que se declaren expresamente computables, será el que a continuación se indica, siempre que su existencia en el mercado financiero lo permita:

Uno.—Títulos de renta fija emitidos por las Comunidades Autónomas.

Dos.—Títulos de renta fija emitidos por las Corporaciones Locales.

Tres.—Títulos de renta fija calificados por las Comunidades Autónomas.

Cuatro.—Valores de renta fija emitidos por el Instituto Nacional de Industria y Sociedades de Desarrollo Industrial.

Cinco.—Títulos de renta fija emitidos por la Compañía Telefónica Nacional de España y por Compañías productoras de energía eléctrica.

Dos. La prioridad en la suscripción de títulos establecida en los puntos uno, dos y tres anteriores se entiende referida a las Cajas de Ahorros con sede central en las respectivas regiones.

Artículo tercero.—Las Cajas de Ahorros destinarán a inversiones en la región en que desarrollen su actividad el cincuen-

ta por ciento, al menos, de sus inversiones en valores mobiliarios, excluidas las obligatorias materializadas en cédulas para inversiones. Dentro de este cincuenta por ciento, un treinta por ciento de las nuevas adquisiciones de valores computables en el coeficiente de fondos públicos, excluidas las cédulas para inversiones, se destinará a la compra de los valores comprendidos en los apartados uno y tres del número uno del artículo segundo del presente Real Decreto.

El volumen total de valores emitidos o calificados por la Comunidad Autónoma, computados por las Cajas de Ahorros de la correspondiente región, podrá llegar, dentro del coeficiente de fondos públicos, excluidas las cédulas para inversiones, hasta el porcentaje que fije el Gobierno, de acuerdo con los objetivos generales de la política económica y financiera.

Artículo cuarto.—En el caso de Cajas de Ahorros con sede central en una región que opere en otras regiones distintas, la referencia al coeficiente de fondos públicos a efectos de determinar el porcentaje a que se refiere el artículo tercero anterior, se entenderá limitada a la parte del coeficiente que corresponda a la proporción de recursos ajenos captados por la Caja en la región en que tenga su sede central.

Artículo quinto.—Se autoriza al Ministro de Economía y Comercio para dictar cuantas disposiciones sean precisas para la interpretación y cumplimiento de este Real Decreto.

Dado en Baqueira Beret a treinta de diciembre de mil novecientos ochenta.

JUAN CARLOS R.

El Ministro de Economía y Comercio,  
JUAN ANTONIO GARCIA DIEZ

466

**ORDEN de 8 de enero de 1981 sobre fijación del derecho compensatorio variable para la importación de productos sometidos a este régimen.**

Ilustrísimo señor:

De conformidad con el artículo 8.º del Decreto 3221/1972, de 23 de noviembre, de las órdenes ministeriales de Hacienda de 24 de mayo de 1973 y Comercio de 13 de febrero de 1975, Este Ministerio ha tenido a bien disponer:

Primero.—La cuantía del derecho compensatorio variable para las importaciones en la Península e islas Baleares de los productos que se indican son los que a continuación se detallan para los mismos:

Producto	Posición estadística	Pesetas Tm. neta
Atún blanco (fresco o refrigerado) .....	03.01.23.1	20.000
	03.01.23.2	20.000
	03.01.27.1	20.000
	03.01.27.2	20.000
	03.01.31.1	20.000
	03.01.31.2	20.000
	03.01.34.1	20.000
	03.01.34.2	20.000
	Ex. 03.01.85.2	20.000
	Ex. 03.01.85.3	20.000
	Atunes (los demás) (frescos o refrigerados) .....	03.01.21.1
03.01.21.2		10
03.01.24.1		10
03.01.24.2		10
03.01.25.1		10
03.01.25.2		10
03.01.26.1		10
03.01.26.2		10
03.01.28.1		10
03.01.28.2		10
03.01.29.1		10
03.01.29.2		10
03.01.30.1		10
03.01.30.2		10
03.01.32.1		10
03.01.32.2		10
03.01.34.3	10	
03.01.34.9	10	
Ex. 03.01.85.2	10	
Ex. 03.01.85.3	10	
Bonitos y afines (frescos o refrigerados) .....	03.01.75.1	10
	03.01.75.2	10
	Ex. 03.01.85.2	10
	Ex. 03.01.85.3	10
Sardinas frescas o refrigeradas .....	03.01.37.1	12.000
	03.01.37.2	12.000
	Ex. 03.01.85.2	12.000
	Ex. 03.01.85.3	12.000

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

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

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

#### DISPOSICION DEROGATORIA

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

#### DISPOSICION FINAL

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

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

JUAN CARLOS R.

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

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

Ilustrísimo señor:

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

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

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

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

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

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

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

**538**

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

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

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

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

## MINISTERIO DE DEFENSA

**539**

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

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

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

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

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

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

#### DISPOSICION TRANSITORIA

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

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

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

Madrid, 30 de diciembre de 1980.

RODRIGUEZ SAHAGUN

## Mº DE OBRAS PUBLICAS Y URBANISMO

**464**

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

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

ARTICULO 29. DETERMINACION DE LOS EFECTOS ORIGINADOS POR LAS ACCIONES

29.1. Generalidades.

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

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

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

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

Comentarios.

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

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

- Forma geométrica de la placa.
- Naturaleza de las cargas.
- Rigidez de los apoyos.
- Acción de las vigas de borde, si las hay.

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

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

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

29.2. Datos generales para el cálculo de las sollicitaciones.

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

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

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

CAPITULO VI

Bases de cálculo

ARTICULO 30. PROCESO GENERAL DE CALCULO

30.1. Generalidades.

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

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

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

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

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

Comentarios.

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

30.2. Estados límites últimos.

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

Dentro de este grupo se incluyen:

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

Comentarios.

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

30.3. Estados límites de utilización.

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

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

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

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

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

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

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

**Comentarios.**

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

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

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

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

**ARTICULO 31. COEFICIENTES DE SEGURIDAD**

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

**31.1. Estados límites últimos.**

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

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

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

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

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

**CUADRO 31.1**

*Estados límites últimos*

**Coefficientes de minoración de los materiales**

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

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

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

(1) No se adoptará en el cálculo una resistencia de proyecto mayor de 150 kp/cm<sup>2</sup>.

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

**CUADRO 31.2**

*Estados límites últimos*

**Coefficientes de ponderación de las acciones**

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

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

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

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

**Comentarios.**

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

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

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

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

CUADRO 31.3  
Coeficientes de seguridad para los estados límites últimos

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

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

31.2. Estados límites de utilización.

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

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

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

Comentarios.

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

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

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

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

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

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

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

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

a) Acciones directas.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

donde:

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

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

$Q_{eq}$  = valor característico de las cargas variables de explotación, de nieve, del terreno, más las acciones indirectas con carácter variable, durante la acción sísmica véase 4.5 de la norma sismorresistente P.D.S.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 alguna de ellas actúe simultáneamente con sus valores característicos, se adoptará en las expresiones anteriores el valor característico de Q para la carga variable cuyo efecto sea predominante y para aquellas cuya simultaneidad presente una probabilidad no pequeña; y 0,8 del característico para las restantes.

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

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

Comentarios.

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

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

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

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

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

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

ARTICULO 33. COMPROBACIONES QUE DEBEN REALIZARSE

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

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

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

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

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

Comentarios.

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

ARTICULO 34. CONSIDERACIONES SOBRE LAS ACCIONES DE CARACTER EXTRAORDINARIO

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

Comentarios.

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

ARTICULO 35. COMPROBACIONES RELATIVAS AL ESTADO LIMITE DE EQUILIBRIO

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

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

Comentarios.

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

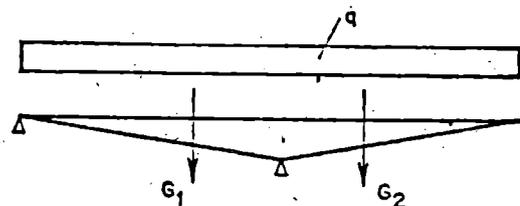


Fig. 35.1

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

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

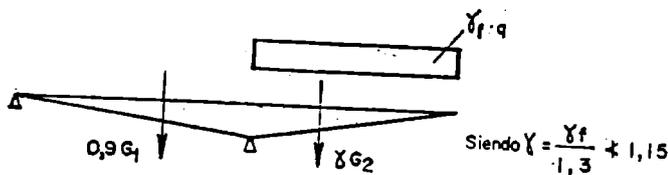


Fig. 35.2

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

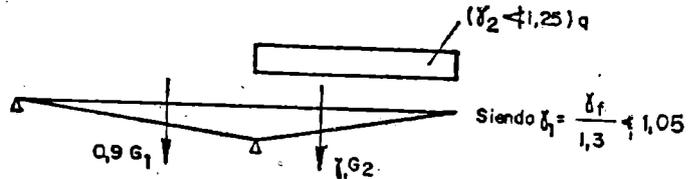


Fig. 35.3

CAPITULO VII

Cálculo de secciones

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

36.1. Hipótesis básicas.

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

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

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

Comentarios.

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

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

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

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

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

36.2. Dominios de deformación.

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

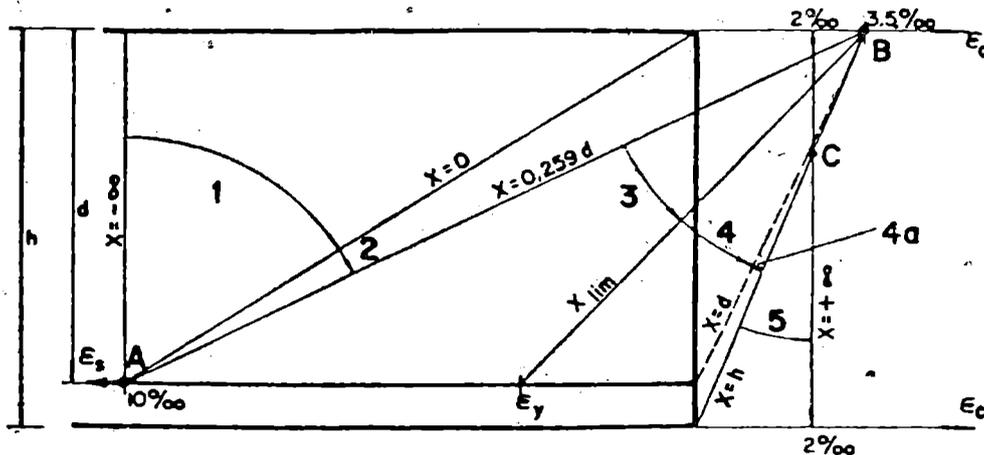


Fig. 36.2

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

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

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

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

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

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

Comentarios.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

36.3. Compresión simple o compuesta.

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

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

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

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

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

Comentarios.

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

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

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

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

36.4. Compresión simple en piezas zunchadas.

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

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

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

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

con los siguientes significados:

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

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

Comentarios.

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

Para asegurar una buena ejecución de las piezas zunchadas se recomienda que la menor dimensión de su sección transversal sea igual o superior a 25 cm, y que la distancia libre entre los cercos o espiras de la hélice no baje de 3 cm. Cada trozo de zunchado deberá terminarse volviendo el alambre al interior del núcleo, de forma que se consiga un correcto anclaje del mismo.

36.5. Flexión esviada simple o compuesta.

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

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

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

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

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

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

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

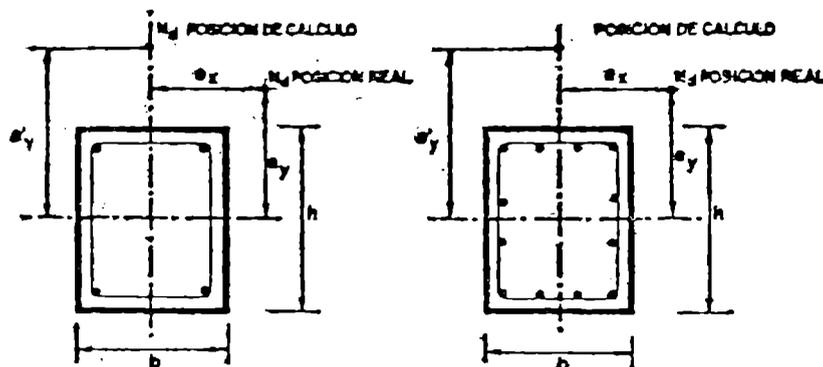


Fig. 36.5

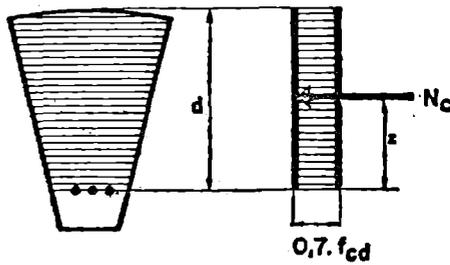
En cualquier caso, las armaduras de las secciones sometidas a flexión esviada deberán cumplir las mismas prescripciones impuestas en 36.1 para el caso de flexión normal.

ARTICULO 37. METODO SIMPLIFICADO DEL MOMENTO TOPE

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

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

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



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

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

EN SECCION RECTANGULAR:

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

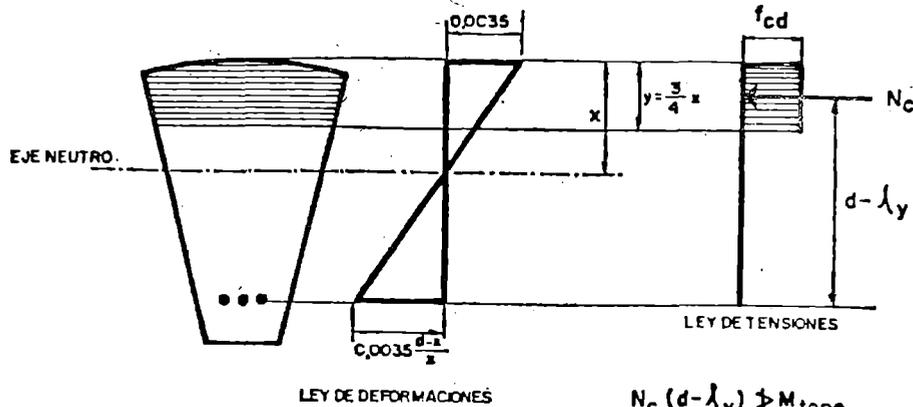
Fig. 37.a

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

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

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

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



LEY DE DEFORMACIONES

LEY DE TENSIONES

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

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

Fig. 37.d

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

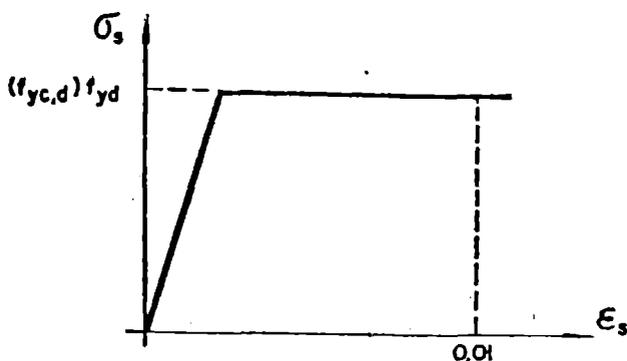


Fig. 37.e

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

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

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

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

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

Comentarios.

Con este método, que conduce a fórmulas de cálculo sencillas (véase anejo 7), se obtienen resultados concordantes con la experimentación. El método tiene en cuenta, además, el efecto de las cargas de larga duración.

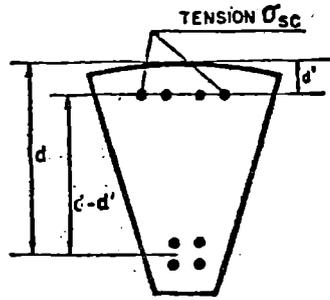
a) Se ha comprobado experimentalmente que se obtienen resultados muy próximos a los reales adoptando como tensión de compresión, que se aplica uniformemente a toda la sección útil para obtener el momento tope, un valor variable con la calidad del hormigón, con arreglo a los siguientes valores:

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

e interpolando o extrapolando linealmente para hormigones de otras resistencias.

No obstante, para mayor sencillez de cálculo, esta Instrucción adopta el valor constante  $0,7 f_{cd}$  en todos los casos. Esta simplificación proporciona resultados suficientemente aproximados.

b) El valor del acortamiento unitario en agotamiento del hormigón puede diferir sensiblemente del que se indica en el caso de cargas de gran duración o en secciones de formas especiales. No obstante, resulta aceptable adoptar siempre, para el caso de flexión, el valor  $0,0035$ . Cuando la fibra neutra se encuentra en el interior de la sección ( $x \leq d$ ) se alcanza ese valor.



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

Fig. 37.f

En secciones totalmente comprimidas las deformaciones de agotamiento son más pequeñas y descienden a un valor del orden de 0,002 a 0,0025 en compresión simple. Conviene igualmente hacer notar que en las vigas en T cuya cabeza de compresión sea relativamente delgada respecto al canto, dicha cabeza puede encontrarse en condiciones de deformación y próximas a las de un soporte comprimido.

c) La forma de definir la profundidad «y» del rectángulo de compresiones proporciona valores de «y» crecientes hacia d a medida que la x va creciendo hacia infinito. Antes de alcanzarse este límite, el estado de tensiones en la sección pasa de flexión compuesta a compresión compuesta. El caso límite  $x = \infty$  correspondería a la compresión simple, pero este caso no debe resolverse por la teoría del momento tope (véase anejo 7, apartado 3.3).

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

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

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

ARTICULO 38. DISPOSICIONES RELATIVAS A LAS ARMADURAS

38.1. Flexión simple o compuesta.

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

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

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

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

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

en donde:

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

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

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

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

Comentarios.

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

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

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

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

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

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

38.2. Compresión simple o compuesta.

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

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

en donde:

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

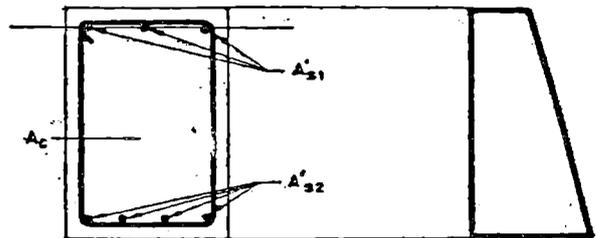


Fig. 38.2.a

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

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

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

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

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

Comentarios.

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

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

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

Para que la acción de los cercos sea eficaz es preciso que sujeten realmente las barras longitudinales en compresión, evitando su pandeo. Así, por ejemplo, si en un soporte la armadura longitudinal se dispone, no solo en las esquinas, sino también a lo largo de las caras, para que las barras centrales

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

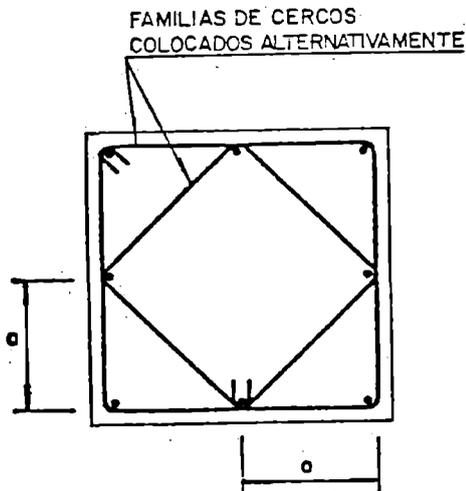


Fig. 38.2.b

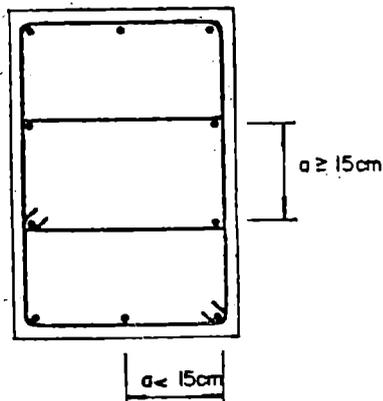


Fig. 38.2.c

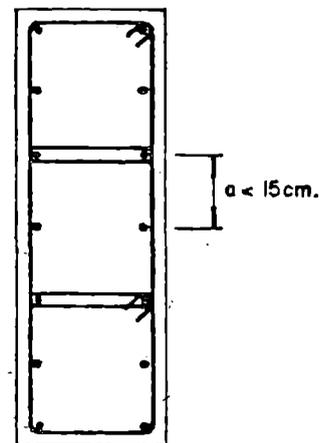


Fig. 38.2.d

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

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

38.3. Cuantías geométricas mínimas.

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

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

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

(\*) Cuantía mínima de la armadura longitudinal.  
 (\*\*) Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal. Las losas apoyadas sobre el terreno requieren estudio especial.  
 (\*\*\*) Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30 por 100 de la consignada.  
 (\*\*\*\*) Cuantía mínima de la armadura total en la dirección considerada. Esta armadura total debe distribuirse entre las dos caras, de forma que ninguna de ellas tenga una cuantía inferior a un tercio de la indicada. Los muros que deban cumplir requisitos de estanquidad requieren estudio especial.

Comentarios.

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

38.4. Tracción simple o compuesta.

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

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

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

siendo:

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

ARTICULO 39. CALCULO RESISTENTE DE SECCIONES SOMETIDAS A SOLICITACIONES TANGENTES

39.1. Resistencia a esfuerzo cortante.  
 39.1.1. Consideraciones generales.

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

Comentarios.

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

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

39.1.2. Regla de cosido.

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

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

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

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

b = Anchura del elemento.

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

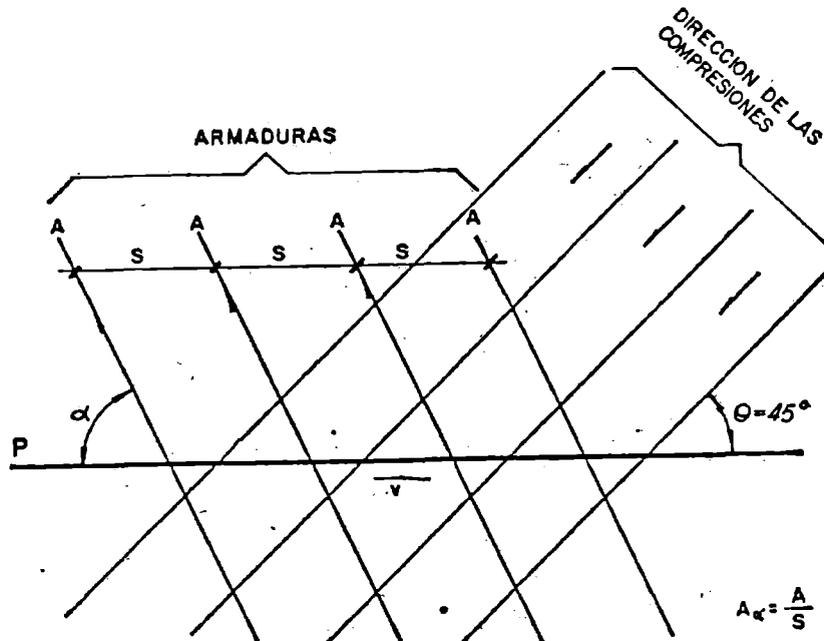


Fig. 39.1.2

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

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

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

Comentarios.

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

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

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

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

39.1.3. Resistencia a esfuerzo cortante de elementos lineales.

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

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

39.1.3.1. Esfuerzo cortante reducido.

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

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

donde:

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

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

39.1.3.2. Comprobaciones que hay que realizar.

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

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

donde:

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

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

39.1.3.2.1. Obtención de  $V_{u1}$ .

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

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

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

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

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

Comentarios.

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

39.1.3.2.2. Obtención de  $V_{u2}$ :

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

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

donde:

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

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

a) Cálculo de  $V_{cu}$ :

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

b) Cálculo de  $V_{cu}$ :

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

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

siendo:

$d$  = canto útil de la sección.

$b_w$  = anchura del alma de la viga.

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

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

donde:

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

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

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

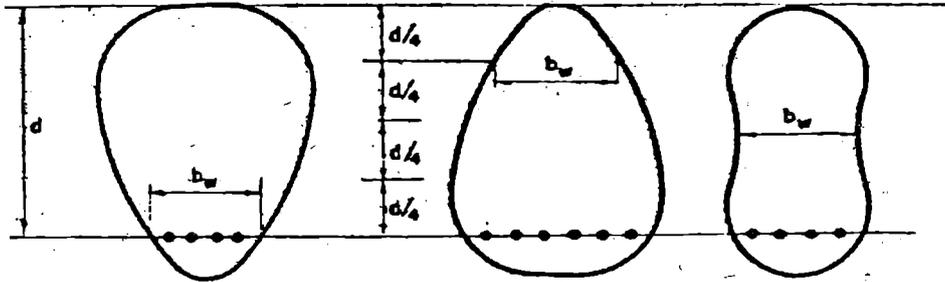


Fig. 39.1.3.2.2

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

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

**Comentarios.**

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

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

Donde:

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

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

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

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

**39.1.3.2.3. Casos especiales de carga.**

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

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

**Comentarios.**

A los efectos de la comprobación del 39.1.3.2.2 en el cálculo de  $V_d$  pueden despreciarse, de acuerdo con el primer párrafo del apartado que se comenta, las cargas que actúan entre A' y B y entre A y C, suponiendo que la reacción sea mayor o igual que la suma de cargas (fig. 39.1.3.2.3.a)

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

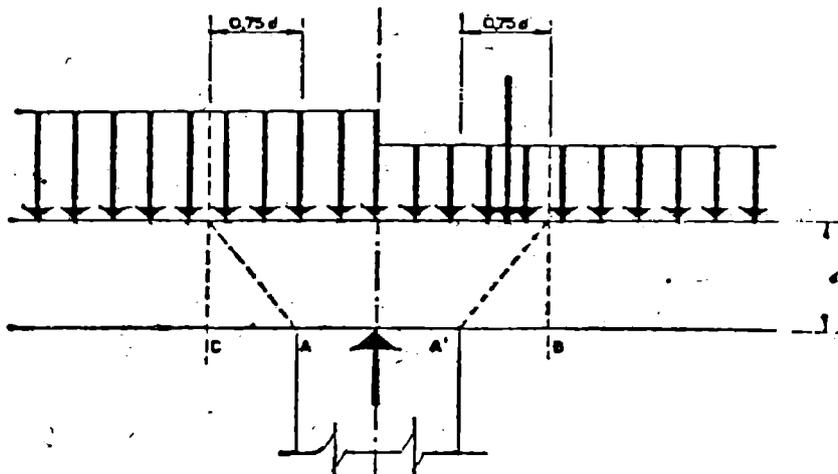


Fig. 39.1.3.2.3.a

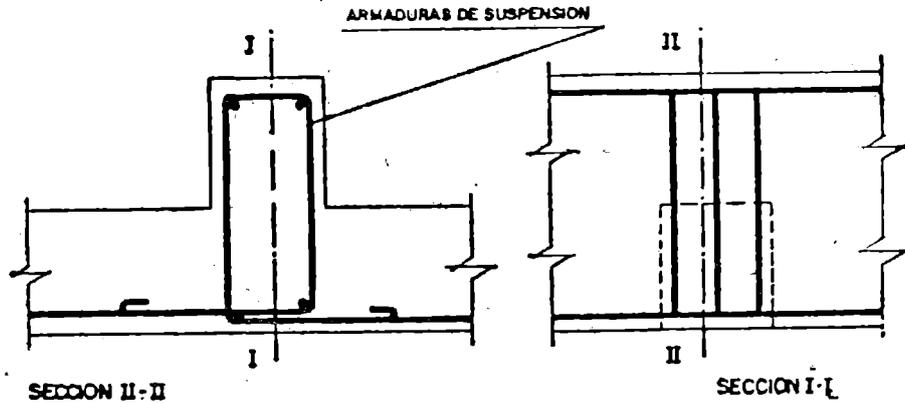


Fig. 39.1.3.2.3.b

39.1.3.3. Disposiciones relativas a las armaduras.

39.1.3.3.1. Armaduras transversales

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

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

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

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

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

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

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

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

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

donde:

$b_w$  = espesor del alma.

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

Comentarios.

La limitación  $s_t \leq 30$  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.

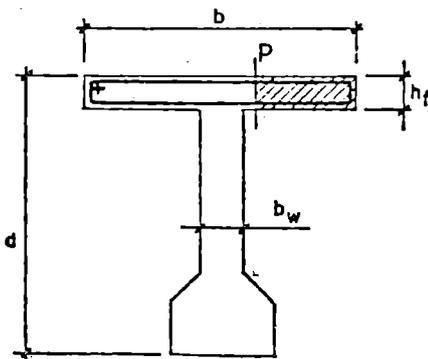


Fig. 39.1.3.4.a

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

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

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

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

39.1.3.3.2. Armaduras longitudinales.

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

Se recuerda también la conveniencia de disponer armaduras de piel longitudinales en piezas de canto superior a 60 centímetros.

Comentarios.

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

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

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

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

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

Comentarios.

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

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

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

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

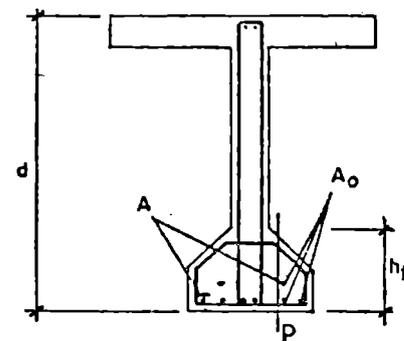


Fig. 39.1.3.4.b

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

Es recomendable en cabezas de tracción con vuelos impor-

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

39.1.4. Resistencia a esfuerzo cortante de placas y losas.

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

39.1.4.1. Sección resistente.

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

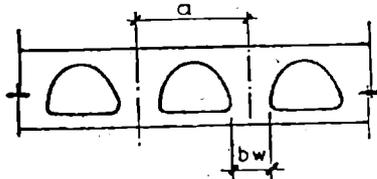


Fig. 39.1.4.1

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

39.1.4.2. Comprobaciones que hay que realizar.

Es necesario comprobar que se cumplen simultáneamente las dos condiciones:

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

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

39.1.4.2.1. Obtención de  $V_{u1}$ :

Es de aplicación lo indicado en 39.1.3.2.1.

39.1.4.2.2. Obtención de  $V_{u2}$ .

a) Placas y losas sin armadura transversal.

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

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

donde:

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

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

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

b) Placas y losas con armadura transversal.

Es de aplicación lo indicado en 39.1.3.2.2.

Comentarios.

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

39.1.4.3. Disposiciones relativas a las armaduras.

39.1.4.3.1. Armaduras transversales:

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

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

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

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

es de aplicación lo indicado en 39.1.3.3.1.

39.1.4.3.2. Armaduras longitudinales.

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

39.2. Torsión.

39.2.1. Generalidades.

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

Comentarios.

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

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

Este apartado no es aplicable a las secciones no convexas

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

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

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

39.2.2. Disposiciones de las armaduras.

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

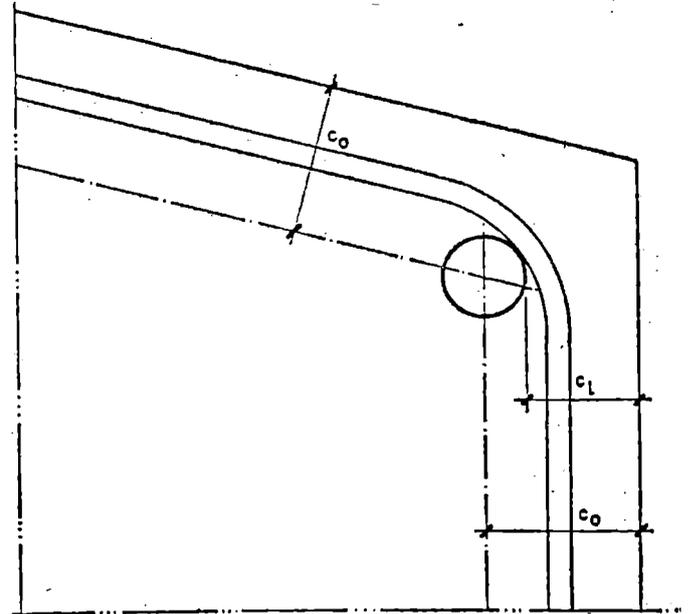


Fig. 39.2.2

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

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

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

Comentarios.

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

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

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

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

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

39.2.3. Comprobaciones relativas al hormigón.

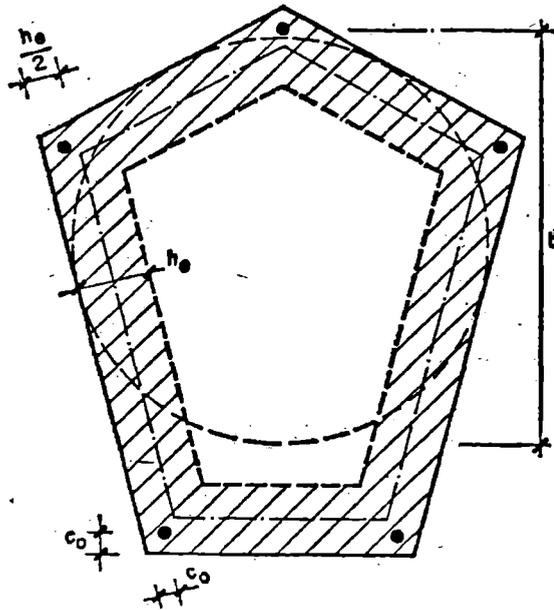
En una pieza de sección convexa maciza, cuyos ángulos sean superiores a 60° (fig. 39.2.3.1), se define una sección hueca eficaz, de espesor uniforme  $h_e$ , dado por:

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

en donde:

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

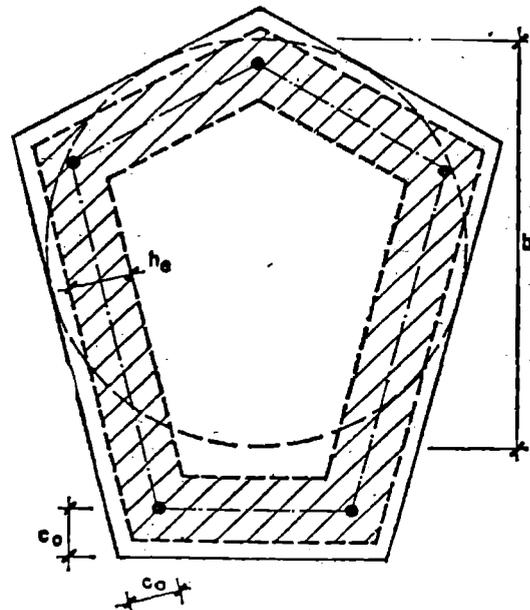
$c_0$  = distancia del baricentro de la armadura longitudinal al paramento más próximo.



a) ARMADURAS LONGITUDINALES SOMERAS EN LAS ESQUINAS.

$$c_0 \leq \frac{b}{12}$$

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



b) ARMADURAS LONGITUDINALES PROFUNDAS EN LAS ESQUINAS.

$$c_0 > \frac{b}{12}$$

$$\text{ESPESOR EFICAZ } h_e = \frac{b - 2c_0}{5}$$

SECCION MACIZA CONVEXA

y cuyo contorno medio está constituido por líneas paralelas a

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

ra 39.2.3.1.a) o  $c_0$  si fuese  $c_0 > \frac{h_e}{2}$  (fig. 39.2.3.1.b).

DEFINICION DE SU SECCION HUECA EFICAZ

Fig. 39.2.3.1

La condición de agotamiento por compresión del hormigón es

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

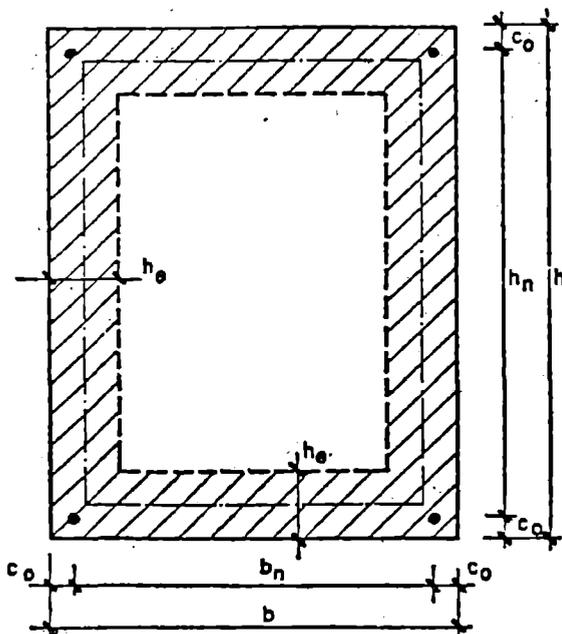
siendo:

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

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

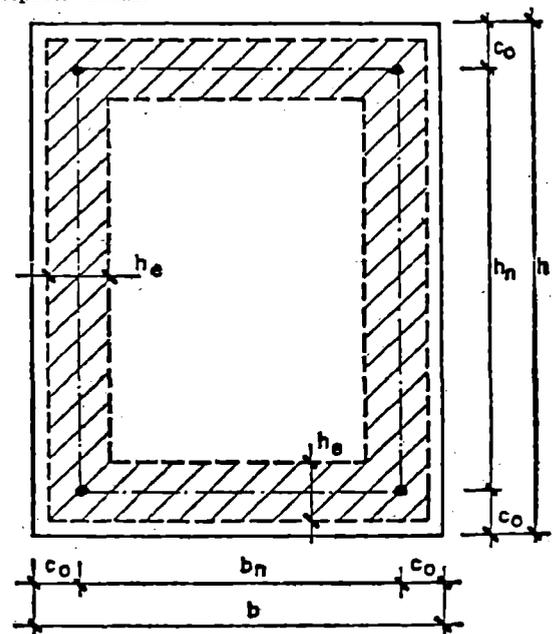
$A_e$  = área envuelta por el contorno medio de la sección hueca eficaz.

$h_e$  = espesor eficaz.



a) ARMADURAS LONGITUDINALES SOMERAS EN LAS ESQUINAS.

$$c_0 \leq \frac{b}{12} \quad h_e = \frac{b}{6}$$



b) ARMADURAS LONGITUDINALES PROFUNDAS EN LAS ESQUINAS.

$$c_0 > \frac{b}{12} \quad h_e = \frac{b_n}{5}$$

Fig. 39.2.3.2

Sección hueca eficaz definida en la sección rectangular

En una pieza de sección convexa hueca, la sección hueca eficaz se define del mismo modo anterior. Si la sección tiene una o más paredes cuyo espesor  $h_o$  sea menor que  $h_e$  (figura 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.

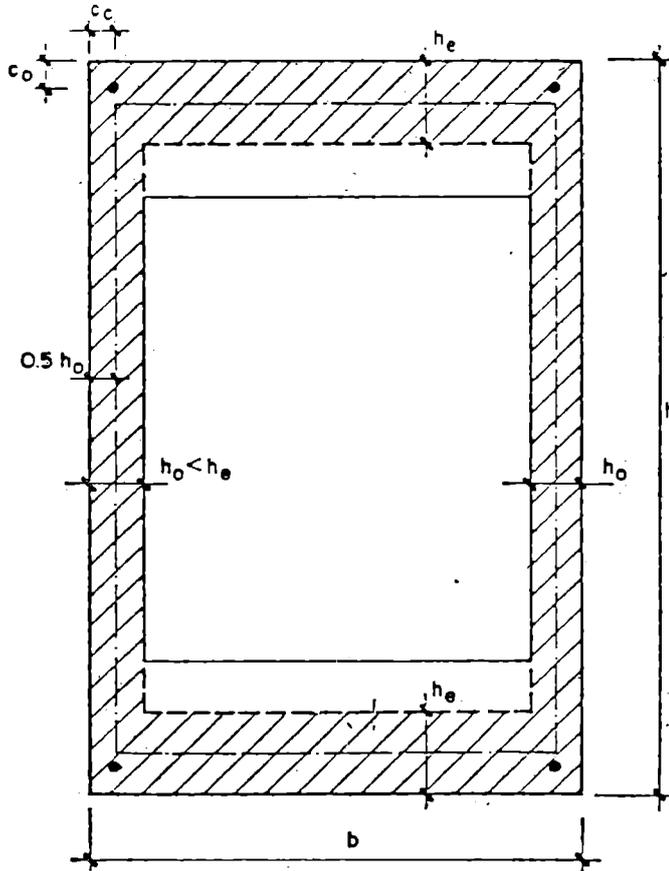


Fig. 39.2.3.3

Sección hueca convexa

**Comentarios.**

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

en donde:

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

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

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

en donde:

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

**Comentarios.**

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

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

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

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

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

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

**39.2.5. Torsión y flexión.**

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

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

en donde:

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

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

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

**Comentarios.**

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

**ARTICULO 40. ANCLAJE DE LAS ARMADURAS**

**40.1. Generalidades.**

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

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

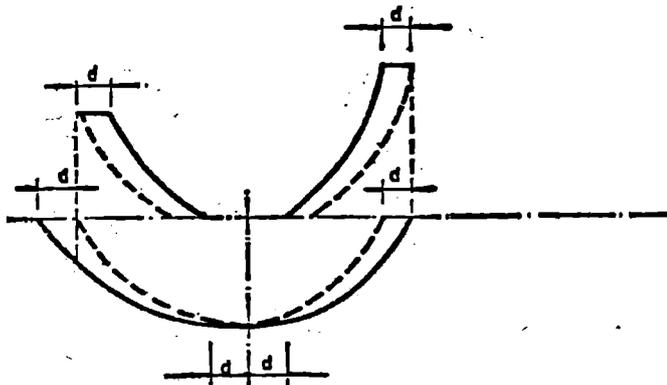


Fig. 40.1.a

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

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

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

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

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

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

**Comentarios.**

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

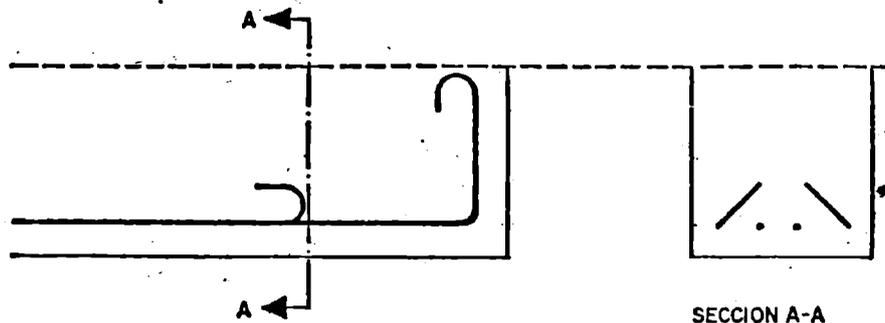


Fig. 40.1.b

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

El esfuerzo que puede desarrollar un anclaje se calculará suponiendo:

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

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

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

con los siguientes significados:

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

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

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

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

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

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

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

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

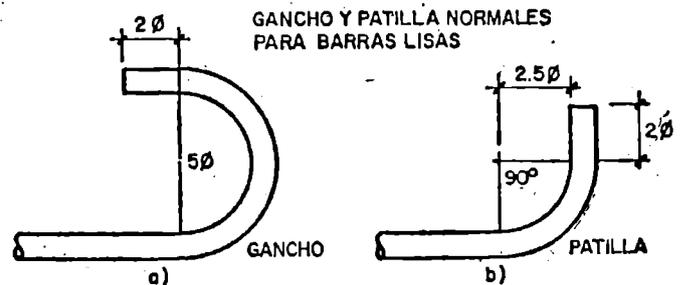


Fig. 40.2.a

Fig. 40.2.b

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

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

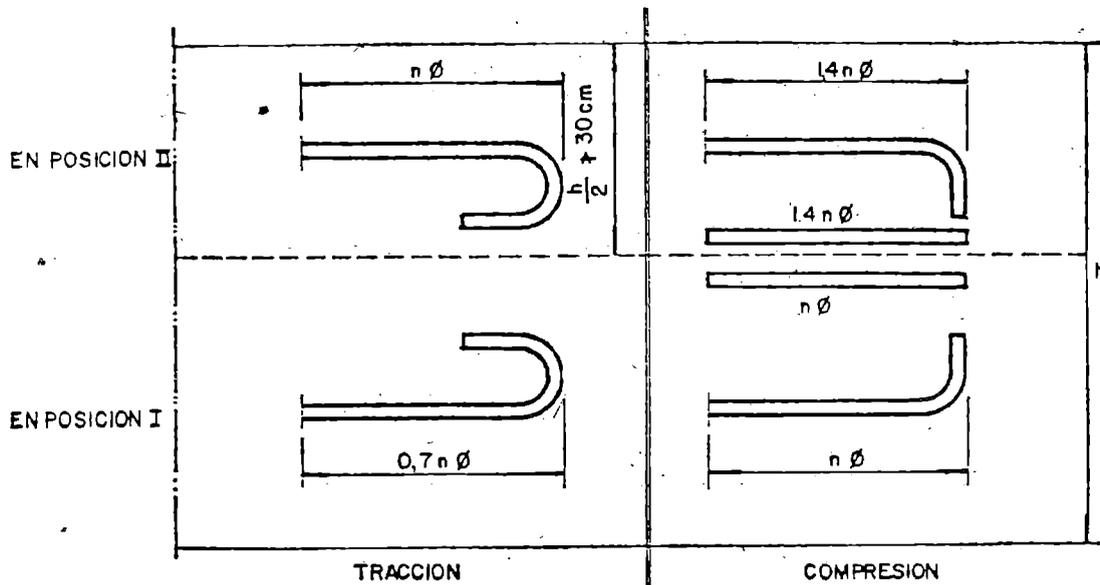


Fig. 40.2.c

TABLA 40.2

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

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

**Comentarios.**

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

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

**40.3. Anclaje de las barras corrugadas.**

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

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

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

**PATILLA NORMAL PARA BARRAS CORRUGADAS**

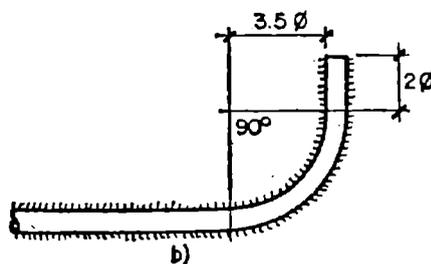


Fig. 40.3.a

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

Para barras en posición I:

$$l_b = m \phi^3 \leq \frac{f_{yk}}{200} \phi \leq 15 \text{ cm}$$

Para barras en posición II:

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

siendo:

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

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

TABLA 40.3

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

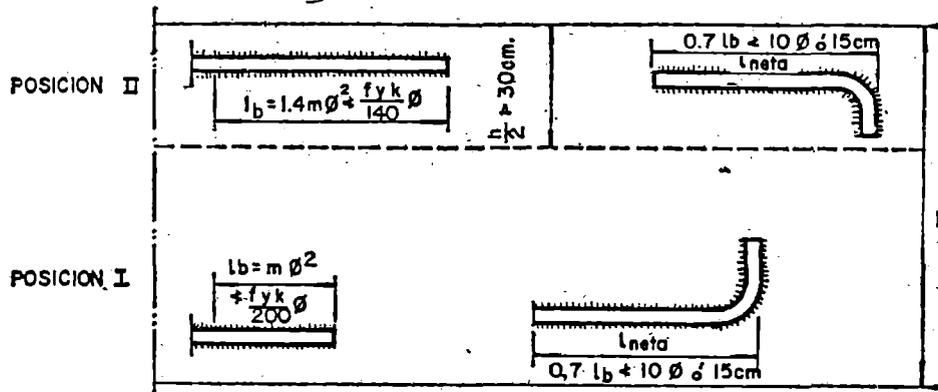


Fig. 40.3.b

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

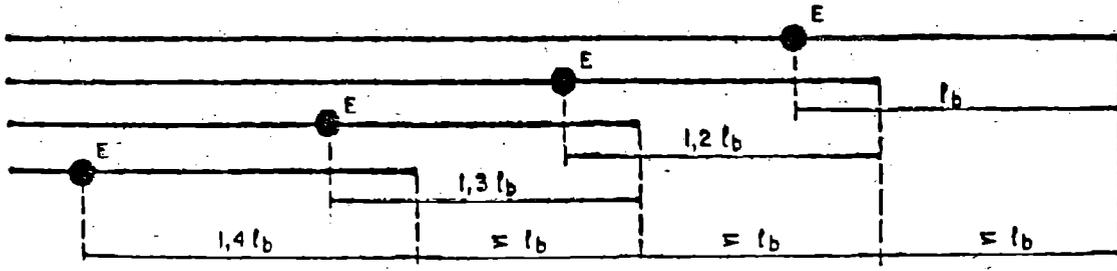


Fig 40.4

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

40.5. Anclaje de mallas electrosoldadas.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

ARTICULO 41. EMPALME DE LAS ARMADURAS

41.1. Generalidades.

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

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

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

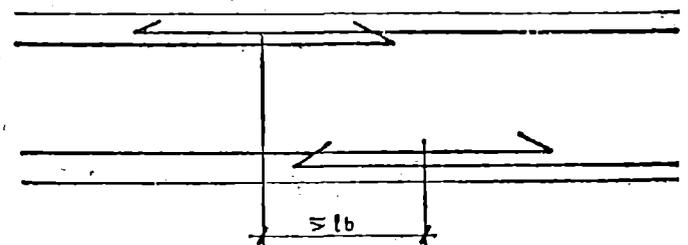


Fig. 41.1

41.2. Empalmes por solapo.

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

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

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

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

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

TABLA 41.2  
Valores de  $\alpha$

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

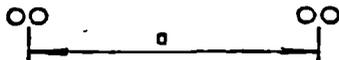


Fig. 41.2

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

**Comentarios.**

Para asegurar la transmisión del esfuerzo de una barra a otra es fundamental que el espesor del hormigón existente alrededor del empalme sea suficiente. El valor mínimo recomendable para ese espesor es el de dos veces el diámetro de las barras. Conviene respetar además las distancias establecidas en 13.2 y 13.3.

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

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

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

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

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

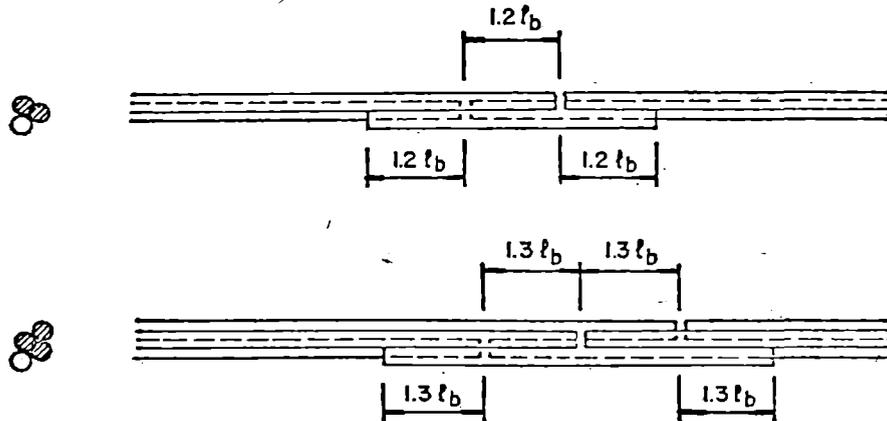
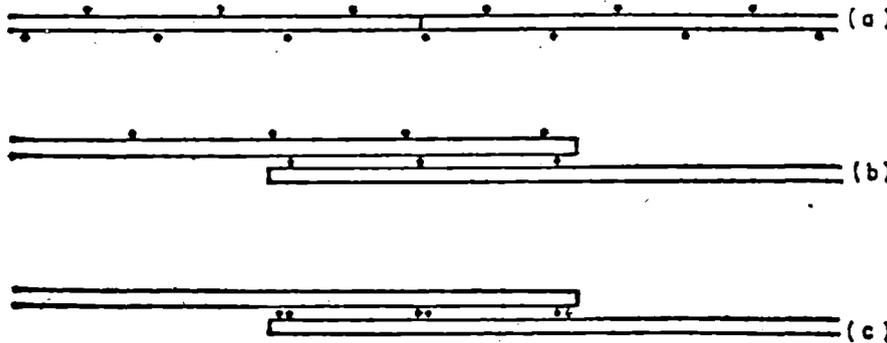


Fig. 41.3

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

Solapos longitudinales:

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



• ALAMBRE TRANSVERSAL

▬ ALAMBRE PRINCIPAL

Fig. 41.4

Solapo de mallas acopladas: La longitud del solapo será:

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

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

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

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

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

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

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

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

Se procurará situar los solapos en zonas donde las tensiones de la armadura no superen el 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  $1,5 \cdot l_{b1}$ . Con barras dobles de  $\varnothing > 8,5$  mm., sólo se permite solapar como máximo el 60 por 100 de la armadura.

b) Mallas lisas.

Solapo de mallas acopladas: La longitud del solapo será:

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

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

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

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

Solapo de mallas superpuestas: La longitud del solapo será

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

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

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

Solapos transversales.

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

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

TABLA 41.4

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

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

41.5. Empalmes por soldadura.

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

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

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

Comentarios.

Siendo la soldadura una operación delicada, conviene que los operarios que hayan de realizarla demuestren previamente su aptitud, sometiéndose a las pruebas especificadas en la norma UNE 14010.

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

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

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

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

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

ARTICULO 42. ADHERENCIA DE LAS ARMADURAS

42.1. Condición de adherencia.

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

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

siendo:

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

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

Comentarios.

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

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

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

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

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

42.2. Resistencia de cálculo para adherencia.

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

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

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

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

**Comentarios.**

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

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

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

**ARTICULO 43. PANDEO**

**43.1. Generalidades.**

**43.1.1. Campo de aplicación.**

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

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

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

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

**Comentarios.**

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

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

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

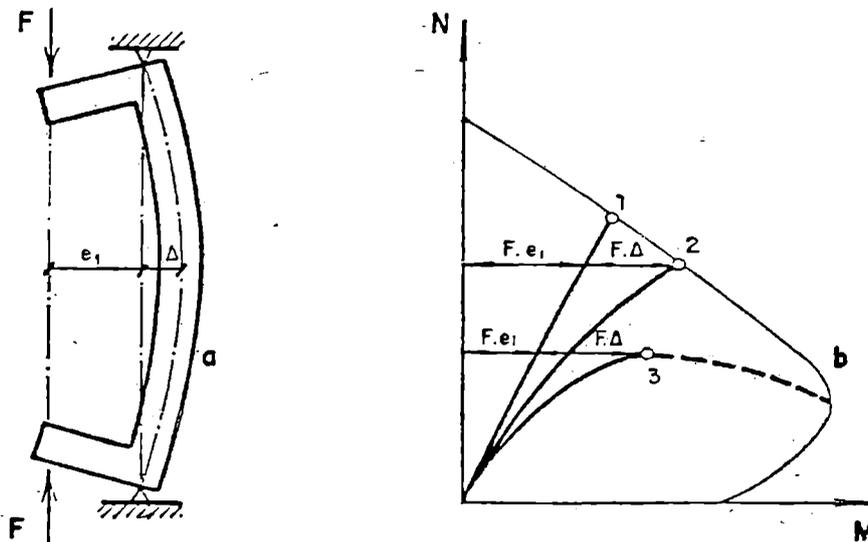


Fig. 43.1.1

**43.1.2. Definiciones.**

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

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

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

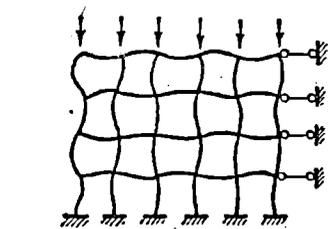
entre puntos de inflexión de la deformada) y el radio de giro  $i$  de la sección total de hormigón en la dirección considerada

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

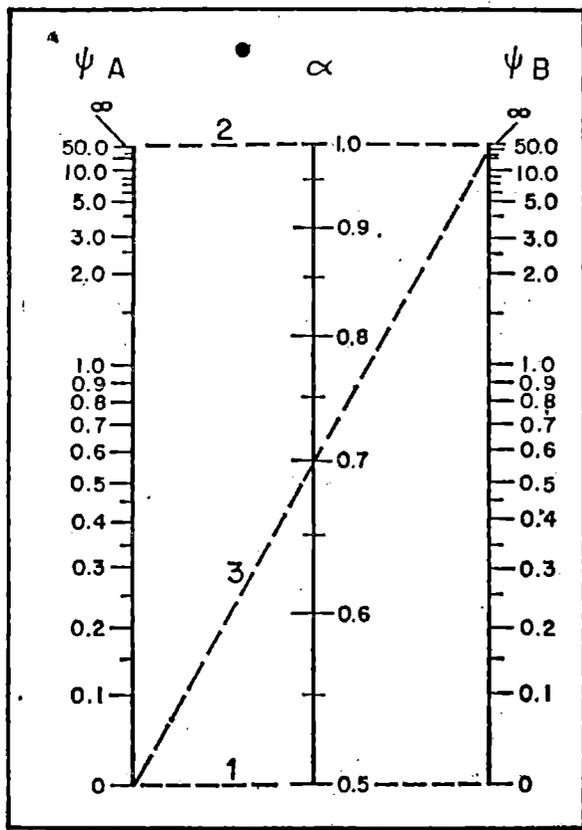
**Comentarios.**

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

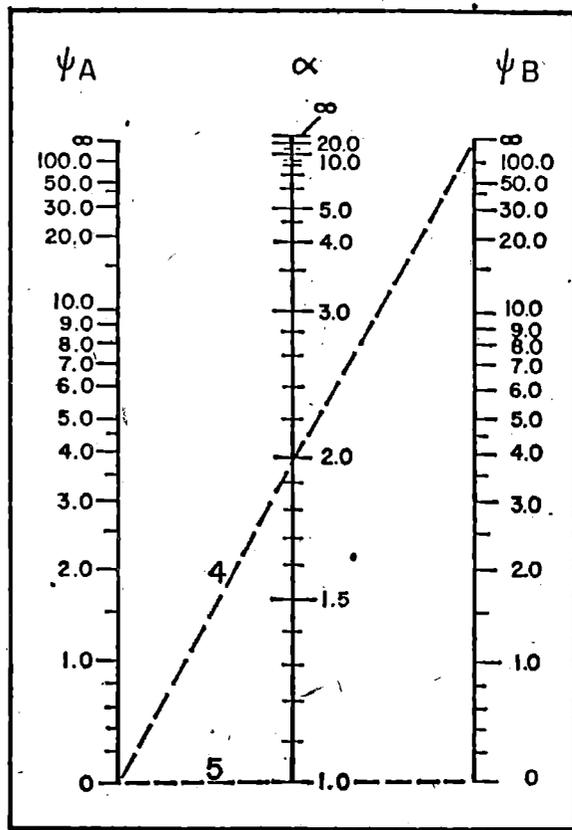
Las comprobaciones relativas a soportes aislados figuran en 43.5. En pórticos planos, las longitudes de pandeo  $l_0$  son función de las rigideces relativas de las vigas y soportes que concurren en los nudos extremos del elemento en compresión considerado y se pueden determinar como  $l_0 = \alpha L$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



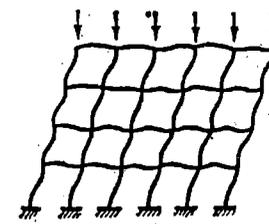
PORTICOS INTRASLACIONALES



PORTICOS INTRASLACIONALES



PORTICOS TRASLACIONALES



PORTICOS TRASLACIONALES

Fig. 43.1.2

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

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

43.2. Bases generales de comprobación.

43.2.1. Método general.

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

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

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

Comentarios.

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

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

43.2.2. Características de los materiales.

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

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

Comentarios.

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

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

donde:

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

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

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

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

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

TABLA 43.2.2

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

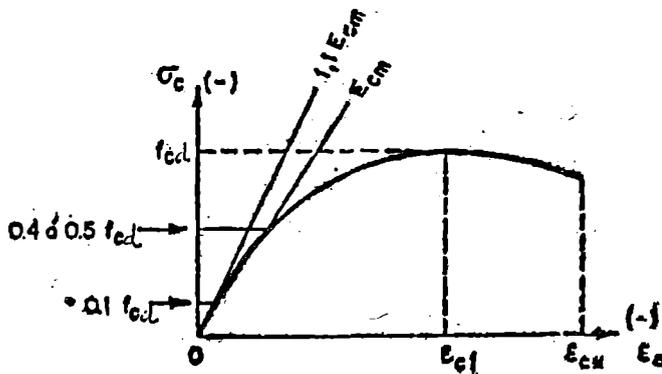


Fig. 43.2.2

43.2.3. Excentricidad accidental.

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

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

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

43.2.4. Deformaciones diferidas.

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

43.3. Comprobación de estructuras intraslacionales.

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

Comentarios.

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

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

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

donde:

n = número de plantas de la estructura.

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

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

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

43.4. Comprobación de estructuras traslacionales.

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

Comentarios.

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

43.5. Comprobación de soportes aislados.

43.5.1. Método general.

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

43.5.2. Método aproximado.

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

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

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

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

con

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

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

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

con

$f_{yd}$  = resistencia de cálculo del acero en tracción, en  $\text{kp/cm}^2$ .  
 $h$  = canto total, medido paralelamente al plano de pandeo que se considera.

$l_o$  = longitud de pandeo (comentario al 43.1.2).  
 $i$  = radio de giro de la sección total de hormigón, en la dirección considerada.

b) Excentricidades diferentes en los extremos, en valor  $\gamma$  o en signo.

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

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

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

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

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

**Comentarios.**

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

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

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

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

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

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

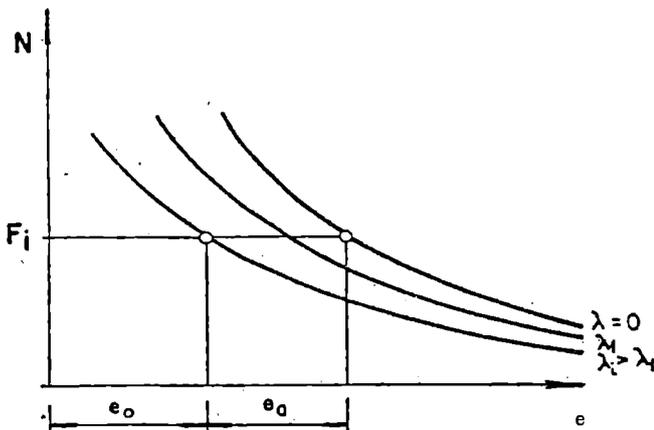


Fig. 43.5.2

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

**44.1. Generalidades.**

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

Caso I: Elementos interiores en ambiente normal.

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

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

**Comentarios.**

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

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

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

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

A) Con barras lisas:

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

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

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

B) Con barras corrugadas:

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

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

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

En las fórmulas anteriores:

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

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

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

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

**Comentarios.**

El valor del coeficiente  $\eta$  es variable con la calidad del acero, y la forma de la superficie de las barras y, en rigor, debería establecerse para cada tipo particular de acero, a través de los oportunos ensayos. A falta de éstos, el apartado que se comenta establece el valor 1,8 como media aceptable para todas las barras corrugadas, cualquiera que sea su límite elástico y la forma de la superficie de las barras.

Cuando el área de la armadura de tracción existente  $A_s$  es superior a la necesaria según el cálculo en agotamiento  $A_{s\ nec}$  se está en mejores condiciones respecto a la fisuración. Esta circunstancia puede tenerse en cuenta multiplicando el segundo miembro de las relaciones dadas en el articulado por el factor

$$\left( \frac{A_s \text{ real}}{A_s \text{ nec}} \right)^c$$

Conviene señalar que tales relaciones responden a la fórmula general:

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

siendo  $K$  el mismo coeficiente definido en el 44.3.

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

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

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

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

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

$A_s$  = área total, en  $\text{cm}^2$ , de la armadura de tracción;

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

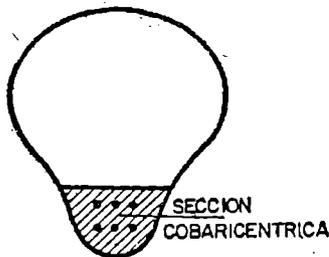


Fig. 44.3

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

**Comentarios.**

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

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

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

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

con  $\rho \leq 0,01$ .

Con los siguientes significados:

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

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

**ARTICULO 45. DEFORMACIONES**

**45.1. Generalidades.**

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

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

**Comentarios.**

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

**45.2. Cálculo de flechas.**

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

**Comentarios.**

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

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

y en piezas a compresión:

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

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

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

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

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

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

siendo:

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

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

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

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

**Comentarios.**

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

**CAPITULO VIII**

**Elementos estructurales**

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

**46.1. Ambito de aplicación.**

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

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

**Comentarios.**

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

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

**46.2. Hormigones utilizables.**

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

**Comentarios.**

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

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

46.3. Resistencia de cálculo del hormigón.

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

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

siendo:

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

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

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

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

Comentarios.

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

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

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

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

46.4. Diagrama tensión-deformación del hormigón.

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

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

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

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

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

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

Comentarios.

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

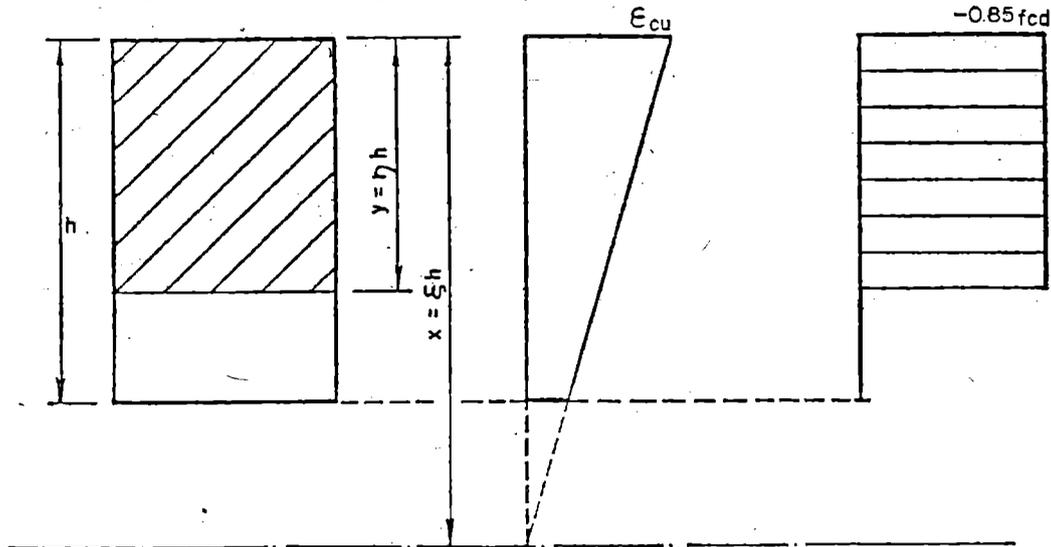


Fig. 46.4.1

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

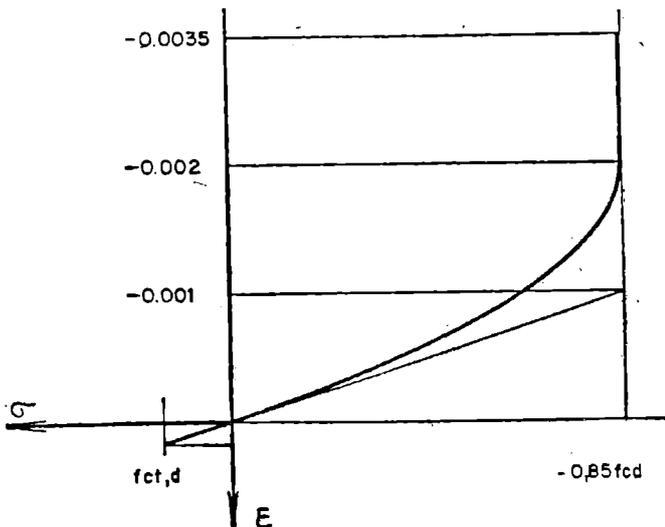


Fig. 46.4.2

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

46.5. Acciones de cálculo.

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

Comentarios.

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

46.6. Cálculo de secciones a compresión.

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

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

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

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

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

La condición de seguridad es:

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

**Comentarios.**

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.

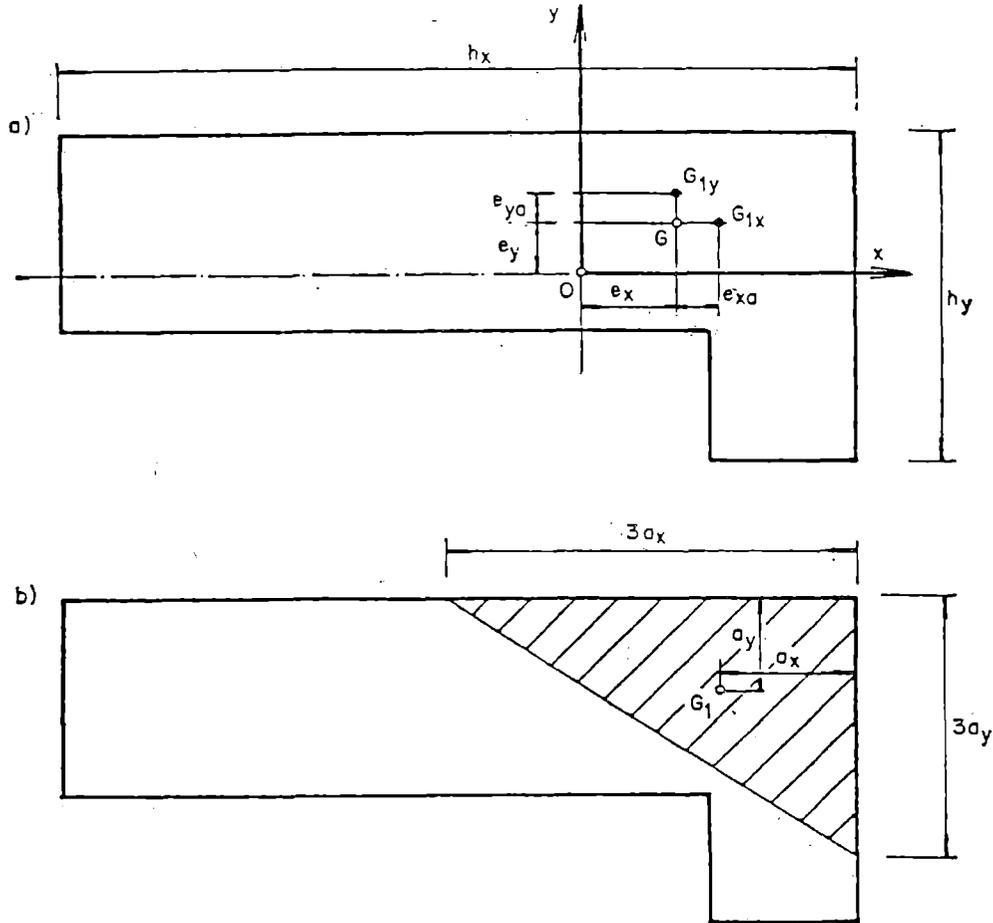


Fig. 46.6.1

Compresión excéntrica:

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

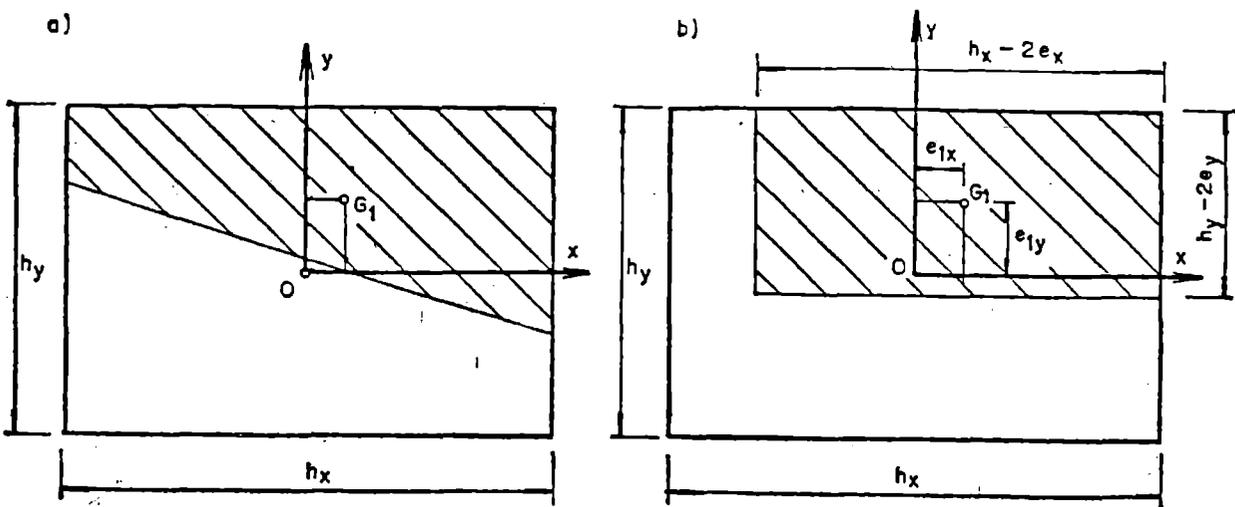


Fig. 46.6.2

Sección rectangular:

- a) Sección eficaz
- b) Sección eficaz aproximada

46.7. Cálculo de secciones a compresión y esfuerzo cortante.

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

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

Comentarios.

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

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

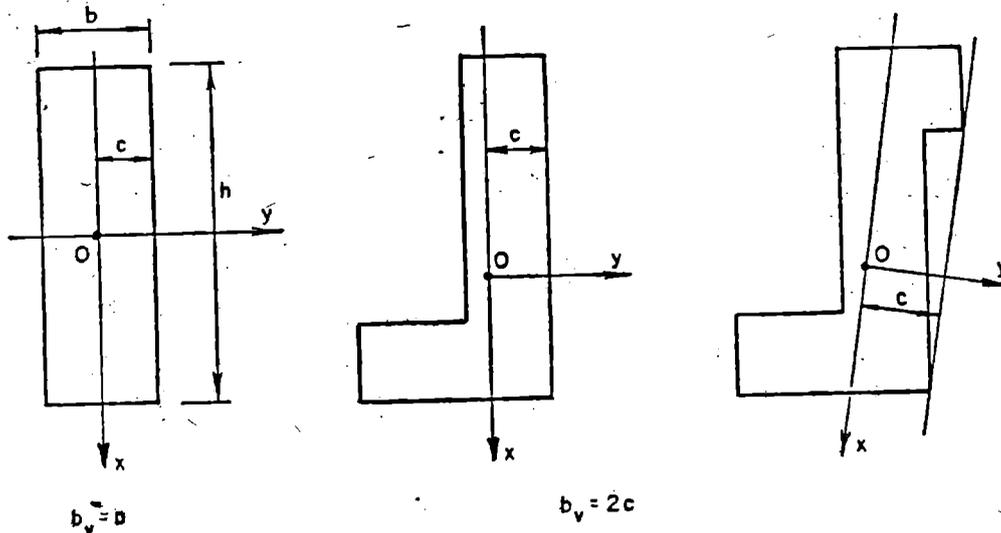


Fig. 46.8.1

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

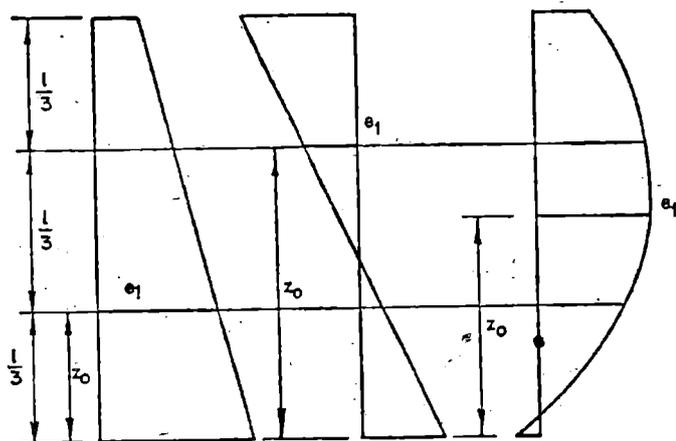


Fig. 46.8.4

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

46.8.2. Longitud de pandeo.

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

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

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

46.8. Consideración de la esbeltez.

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

Comentarios.

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

46.8.1. Anchura virtual.

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

Comentarios.

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

Comentarios.

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

46.8.3. Esbeltez.

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

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

46.8.4. Excentricidad ficticia.

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

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

siendo:

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

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

Elementos con coronación arriostrada horizontalmente: el máximo valor de  $e_{1y}$  en la abscisa  $z_0$ ,  $\frac{1}{3} \leq z_0 \leq \frac{2l}{3}$ .

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 ( $e_{1x}$ ,  $e_{1y}$ ).

Comentarios.

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

ARTICULO 47. FORJADOS DE EDIFICACION

47.1. Tipos de forjados.

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

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

Comentarios.

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

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

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

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

47.2. Piezas de entrevigado para forjados.

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

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

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

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

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

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

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

Comentarios.

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

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

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

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

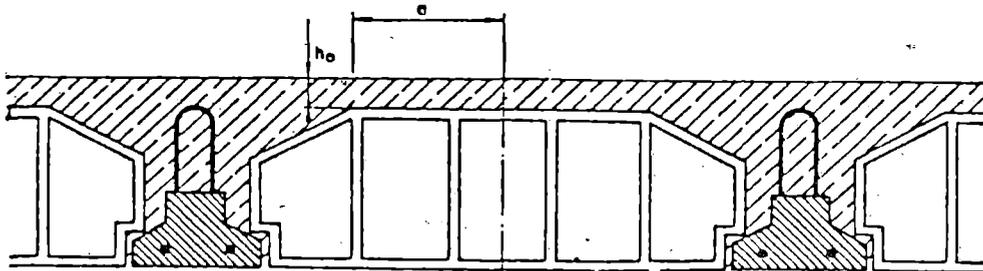
47.3. Condiciones para los forjados.

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

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

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

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



con piezas resistentes:

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

con piezas aligerantes:

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

Fig. 47.3

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

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

siendo:

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

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

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

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

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

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

$$V_d \leq V_{u2}$$

siendo:

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

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

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

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

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

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

Su valor se determina sumando a la flecha diferida producida por la totalidad de las cargas permanentes, la instantánea

originada por la parte de carga permanente que se coloque después (solados, etc.) y por la sobrecarga de uso.

h) Cuando se empleen piezas resistentes, en los nervios o semiviguetas, las distancias de las armaduras a los paramentos en contacto con las piezas serán no menores que la mitad del diámetro de la barra, ni menores que 0,5 centímetros. Además, las distancias de las armaduras a los paramentos exteriores de las piezas, es decir, la distancia anterior, más el espesor del tabiquillo, cumplirán las condiciones del 13.3.

i) Al menos el 85 por 100 del árido total será de dimensión no mayor que las tres siguientes dimensiones:  
 5/6 de la distancia libre horizontal entre armaduras.  
 1/3 de la anchura libre de los nervios.  
 1/2 del espesor mínimo de la losa superior.

**Comentarios.**

a) La losa superior de hormigón de los forjados asegura la rigidez de estos en su plano necesario para la adecuada distribución de los esfuerzos horizontales que recibe el edificio.

Las limitaciones de espesor de estas losas se imponen por razones de ejecución y de resistencia transversal.

b) La armadura de reparto se dispone para resistir las tensiones debidas a la retracción del hormigón y a las variaciones térmicas, evitando fisuraciones y contribuyendo a la rigidez del forjado en su plano.

El área de armadura precisa, en función del tipo de acero y del espesor  $h_0$  de la losa de hormigón en el centro, es la siguiente:

Espesor de la losa de hormigón $h_0$ cm.	Área de la armadura de reparto $A_s$ en $cm^2/m$ , con acero del tipo			
	AE 215	AEH 400	AEH 500	AEH 600
≤ 4	1,00	0,52	0,44	0,37
6	1,50	0,79	0,66	0,55
8	2,00	1,05	0,88	0,73
10	2,50	1,31	1,10	0,90

c) Los ensayos realizados sobre forjados con piezas resistentes que cumplen las condiciones del 47.2.b indican que los tabiquillos de las piezas directamente adheridas al hormigón siempre pueden considerarse eficaces a compresión y a esfuerzo cortante. En muchos de estos ensayos se comprueba que pueden considerarse también eficaces otras partes de las piezas resistentes, unidas a estos tabiquillos directamente adheridos al hormigón, generalmente cuando tienen forma encasetonada, pero no es posible establecer una regla general para definirlos, y por ello, si se desea considerar en el cálculo otras partes de las piezas, además de los tabiquillos directamente adheridos, se requiere en cada caso un estudio experimental.

d) Los forjados de piso deben construirse solidariamente unidos a sus elementos sustentantes. Esto se consigue:

— Si son muros, mediante cadenas de apoyo de hormigón armado, en las que penetran las armaduras superiores e inferiores del forjado y las de reparto.

— Si son vigas de acero laminado, en cuya ala inferior apoya el forjado, disponiendo el supradós de éste tres-cuatro centímetros por encima del ala superior de las vigas para pasar las armaduras de los apoyos y las de reparto; o si los forjados apoyan en el ala superior de las vigas, mediante conectores que se hormigonan en las cadenas de apoyo, o mediante otros sistemas eficaces, no bastando la unión confiada al rozamiento.

— Si se trata de vigas de hormigón armado hay que incluir en éstas las armaduras superiores e inferiores del forjado y las armaduras de reparto.

La solicitación en cada sección de un nervio (o semivigueta) del forjado suele calcularse utilizando hipótesis simplificadas. En el extremo de un nervio la rigidez a torsión de la viga sustentante produce momento flector negativo, difícil de evaluar y variable según la posición del nervio. En general se recomienda no considerar este momento para calcular los momentos flectores positivos del vano, sino admitir la hipótesis de que el extremo tiene un apoyo simple, pudiendo así desprestigiar en el cálculo de la viga los momentos torsores que se producen en ésta. Tales momentos negativos, sin embargo, pueden existir, especialmente en los nervios cercanos a los pilares, y por ello debe calcularse todo nervio para resistir en su extremo un momento flector negativo no inferior a un cuarto del máximo positivo calculado para el vano.

Los forjados con nervios (o semiviguetas) sustentados en continuidad sobre tres o más vigas se dispondrán con los nervios en prolongación y se considerará en el cálculo la continuidad de los tramos, admitiendo la hipótesis de apoyo simple también en las sustentaciones interiores, pudiendo calcular las solicitaciones por un método elástico, o considerando redistribución por plasticidad hasta igualar los valores absolutos de los momentos positivos de cada vano con los negativos de los apoyos interiores. Considerar momentos negativos de valor inferior da lugar a fisuración excesiva.

f) La consideración de la adherencia entre el hormigón de la semivigueta y el hormigón in situ requiere especial cuidado en aquellos forjados cuyas semiviguetas no precisen armadura transversal. En estos casos la adherencia entre ambos hormigones es muy sensible a la limpieza de la superficie de contacto y el buen funcionamiento del forjado depende entre otros factores de la extensión y trazado de las juntas y de la altura a que queden situadas en la sección final resultante.

g) En general, en forjados ordinarios de edificación con luces hasta seis metros y para unas condiciones medias no es preciso comprobar la flecha prescrita en el articulado si la relación canto/luz es no menor que:

	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4
Tramos simplemente apoyados.	1/24	1/20	1/18	1/14
Vanos extremos de tramos continuos	1/28	1/24	1/20	1/18
Vanos internos de tramos continuos	1/16	1/14	1/12	1/10
Voladizos	1/32	1/28	1/24	1/20

Caso 1: Forjados que no han de soportar tabiques ni muros.

Caso 2: Forjados que han de soportar fábricas construidas con mortero de yeso.

Caso 3: Forjados que han de soportar fábricas construidas con cal.

Caso 4: Forjados que han de soportar fábricas construidas con cemento.

h) Se permiten menores distancias de las armaduras a los paramentos de las piezas resistentes que las exigidas en 13.3 por efecto protector de los tabiquillos de estas piezas.

Esto no es aplicable cuando se emplean piezas aligerantes, pues no existe garantía de este efecto protector.

i) Las condiciones del tamaño del árido son las del 7.2, excepto la relativa al espesor mínimo de la losa superior, cuya exigencia más tolerante está sancionada por la experiencia.

**ARTICULO 48. VIGAS**

Las vigas sometidas a flexión se calcularán de acuerdo con los artículos 36 y 37, pudiendo utilizarse las fórmulas del anejo 7 a partir de los valores de cálculo de las resistencias de los materiales (artículos 25 y 26) y de los valores mayorados de las cargas y demás acciones (artículos 30 y 31). Si la flexión es esviada, se recurrirá al 36.5. Si la flexión está combinada-con esfuerzo cortante, se calculará la pieza frente a este último esfuerzo con arreglo al 39.1 y con arreglo al 39.2 si existe, además, torsión.

Posteriormente se comprobarán las condiciones de adherencia de las armaduras (artículo 42), así como las de fisuración de la pieza (artículo 44). Si se prevé que la pieza puede presentar deformaciones excesivas, se calculará el valor de éstas

(artículo 45). Se comprobará igualmente, cuando se estime necesario, la estabilidad lateral de la pieza con arreglo al 43.2.

Cuando se trate de vigas en T o de formas especiales se tendrán presentes los artículos 50 y 51, así como el artículo 59 cuando se trate de vigas de gran canto.

La disposición de armaduras se ajustará a lo prescrito en los artículos 12, 13, 38, 40 y 41.

Deberá tenerse en cuenta, además, lo indicado en 38.3 respecto a cuantías geométricas mínimas de armaduras.

**Comentarios.**

El objeto del artículo que se comenta es servir de recordatorio de las distintas comprobaciones que deben realizarse en el caso de vigas. Evidentemente, todos los artículos de la presente Instrucción son aplicables, directa o indirectamente, a todos los tipos de piezas, pero se han destacado aquí los más íntimamente relacionados con los elementos que trabajan a flexión.

Se recuerda que, antes de iniciar los cálculos, deberán realizarse las comprobaciones de 10.5 (valor mínimo de la resistencia del hormigón) y 26.3 (resistencia mínima del hormigón en función de la del acero).

**ARTICULO 49. SOPORTES**

Los soportes se calcularán de acuerdo con los artículos 36, 37 y 38, pudiendo utilizarse las fórmulas del anejo 7, a partir de los valores de cálculo de las resistencias de los materiales (artículos 25 y 26) y de los valores mayorados de las cargas y demás acciones (artículos 30 y 31). Cuando la esbeltez del soporte sea apreciable, se comprobarán las condiciones de pandeo (artículo 43). Si existe esfuerzo cortante, se calculará

la pieza frente a dicho esfuerzo con arreglo al 39.1 y con arreglo al 39.2, si existe, además torsión.

Cuando alguna de las armaduras principales sea susceptible de trabajar en tracción, se comprobarán las condiciones de adherencia (artículo 42), así como las de fisuración de la pieza (artículo 44).

Los soportes que formen parte de pórticos de edificación ejecutados en obra deberán tener su dimensión transversal mínima, mayor o igual a 25 centímetros.

Si se trata de soportes compuestos, es decir, soportes de hormigón con perfiles metálicos como armadura, se recurrirá al artículo 60.

La disposición de armaduras se ajustará a lo prescrito en los artículos 12, 13, 38, 40 y 41.

Deberá tenerse en cuenta, además, lo indicado en 38.3 respecto a cuantías geométricas mínimas de armaduras.

**Comentarios.**

El objeto del artículo que se comenta es servir de recordatorio de las distintas comprobaciones que deben realizarse en el caso de soportes. Evidentemente, todos los artículos de la presente Instrucción son aplicables, directa o indirectamente, a todos los tipos de piezas, pero se han destacado aquí los más íntimamente relacionados con los elementos que trabajan a compresión.

Se recuerda que, antes de iniciar los cálculos, deberán realizarse las comprobaciones del 10.5 (valor mínimo de la resistencia del hormigón) y 28.3 (resistencia mínima del hormigón en función de la del acero), y se llama la atención sobre la limitación  $f_{ve,d} > 4.200 \text{ kp/cm}^2$  (comentario al apartado 25.2), así como sobre el último párrafo del 28.5, especialmente aplicables al caso de soportes.

**ARTICULO 50. PIEZAS EN T**

**50.1. Anchura eficaz de la cabeza.**

La anchura eficaz  $b_e$  de la cabeza de compresión de una viga en T, simplemente apoyada, sometida a una carga uniformemente repartida, se tomará, en función de la anchura real, de las tablas 50.1.a ó 50.1.b adjuntas, según se trate de vigas exentas o no, respectivamente.

Si sobre la viga actúa una carga concentrada en una zona de amplitud «a» según la luz, los valores dados por las tablas

deberán multiplicarse por el factor K dado en el siguiente cuadro:

	Valores de $\frac{1}{1/2 \cdot (b - b_w)}$		
	0	10	20
$a \geq (1/10) \dots$	K = 1	K = 1	K = 1
$0 < a < (1/10)$	Interpolación lineal entre K = 1 y el valor correspondiente de la fila inferior		
$a = 0 \dots \dots \dots$	K = 0,6	K = 0,7	K = 0,9

En todos los casos y a efectos de determinar la anchura eficaz de la cabeza deberán tenerse en cuenta, además, las observaciones siguientes:

1. Los valores indicados en las tablas son válidos también para repartos triangulares, parabólicos o sinusoidales de la carga, así como para el caso de momento constante.

TABLA 50.1.a VIGA EN T EXENTA

Anchura de la cabeza de compresión  $\frac{b_e - b_w}{2}$  que debe tomarse a uno y otro lado del nervio, en el centro de la luz, cuando la viga se encuentra sometida a carga uniformemente repartida:

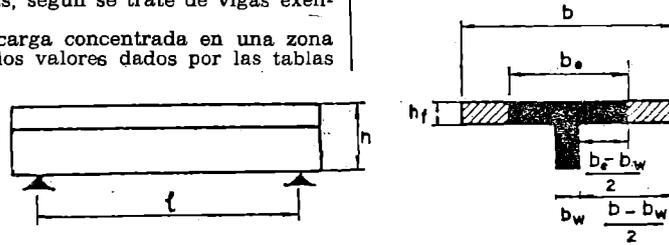


Tabla de valores de  $\frac{b_e - b_w}{b - b_w}$

Valores de $\frac{h_f}{h}$	Valores de $\frac{l}{b_w}$	Valores de $\frac{2l}{b - b_w}$												
		0	1	2	3	4	6	8	10	12	14	16	18	> 18
Cabeza de compresión sin rigidez a flexión	—	0	0,18	0,36	0,52	0,64	0,78	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	0,65	0,74	0,83	0,89	0,93	0,96	0,98	0,99	1,00	1,00
	150	0	0,36	0,50	0,73	0,80	0,86	0,91	0,94	0,96	0,98	0,99	1,00	1,00
	200	0	0,40	0,65	0,79	0,85	0,89	0,92	0,95	0,97	0,98	0,99	1,00	1,00
0,20	10	0	0,21	0,40	0,57	0,68	0,81	0,87	0,92	0,96	0,98	0,99	1,00	1,00
	50	0	0,30	0,52	0,69	0,78	0,86	0,90	0,94	0,96	0,98	0,99	1,00	1,00
	100	0	0,40	0,65	0,79	0,86	0,89	0,92	0,95	0,97	0,98	0,99	1,00	1,00
	150	0	0,44	0,70	0,85	0,91	0,94	0,95	0,97	0,97	0,98	0,99	1,00	1,00
	200	0	0,45	0,73	0,89	0,93	0,95	0,96	0,97	0,98	0,99	1,00	1,00	1,00
0,30	10	0	0,28	0,48	0,63	0,72	0,81	0,87	0,92	0,96	0,98	0,99	1,00	1,00
	50	0	0,42	0,65	0,83	0,87	0,90	0,92	0,94	0,96	0,98	0,99	1,00	1,00
	100	0	0,45	0,73	0,90	0,92	0,94	0,95	0,96	0,97	0,98	0,99	1,00	1,00
	150	0	0,46	0,75	0,91	0,93	0,95	0,97	0,97	0,98	0,99	1,00	1,00	1,00
	200	0	0,46	0,77	0,92	0,94	0,96	0,97	0,98	0,99	0,99	1,00	1,00	1,00

TABLA 50.1.b VIGAS EN T MULTIPLES

Anchura de la cabeza de compresión  $\frac{b_e - b_w}{2}$  que debe tomarse a uno y otro lado del nervio, en el centro de la luz, cuando la viga se encuentra sometida a carga uniformemente repartida:

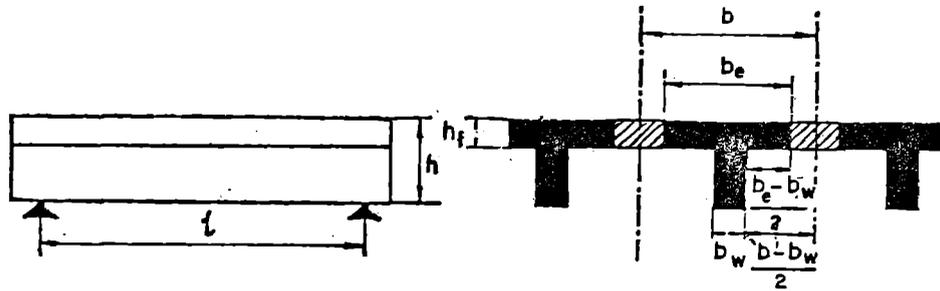


Tabla de valores de  $\frac{b_e - b_w}{b - b_w}$

Valores de $\frac{h_f}{h}$	Valores de $\frac{l}{b_w}$	Valores de $\frac{2l}{b - b_w}$								
		0	1	2	3	4	6	8	10	> 10
Cabeza de compresión sin rigidez a flexión	—	0	0,19	0,38	0,57	0,71	0,88	0,98	0,99	1,00
10	10	0	0,19	0,38	0,57	0,72	0,89	0,98	1,00	1,00
	50	0	0,19	0,39	0,58	0,73	0,89	0,98	1,00	1,00
	100	0	0,21	0,42	0,60	0,75	0,89	0,98	1,00	1,00
	150	0	0,24	0,45	0,62	0,75	0,90	0,98	1,00	1,00
	200	0	0,27	0,48	0,64	0,77	0,90	0,98	1,00	1,00
0,15	10	0	0,19	0,39	0,58	0,72	0,89	0,97	1,00	1,00
	50	0	0,23	0,44	0,62	0,74	0,90	0,97	1,00	1,00
	100	0	0,31	0,53	0,68	0,78	0,91	0,97	1,00	1,00
	150	0	0,37	0,61	0,74	0,83	0,92	0,97	1,00	1,00
	200	0	0,41	0,66	0,80	0,87	0,93	0,98	1,00	1,00
0,20	10	0	0,21	0,42	0,61	0,74	0,90	0,97	1,00	1,00
	50	0	0,30	0,54	0,71	0,82	0,92	0,97	1,00	1,00
	100	0	0,41	0,66	0,80	0,87	0,94	0,98	1,00	1,00
	150	0	0,44	0,71	0,86	0,91	0,96	0,98	1,00	1,00
	200	0	0,45	0,74	0,89	0,93	0,97	0,99	1,00	1,00
0,30	10	0	0,28	0,50	0,65	0,77	0,91	0,97	1,00	1,00
	50	0	0,42	0,69	0,83	0,88	0,93	0,97	1,00	1,00
	100	0	0,45	0,74	0,90	0,94	0,98	0,98	1,00	1,00
	150	0	0,46	0,76	0,92	0,95	0,97	0,99	1,00	1,00
	200	0	0,47	0,77	0,92	0,96	0,98	0,99	1,00	1,00

2. Las tablas son igualmente aplicables al caso de vigas continuas, considerando como valor de la luz  $l$  la distancia que resulte, para cada estado de carga, entre los puntos de momento nulo.

3. En las proximidades de un apoyo la anchura eficaz de la cabeza de compresión, a cada lado del nervio,  $\frac{b_e - b_w}{2}$  no podrá ser superior a la distancia entre el apoyo y la sección considerada.

4. En el caso de piezas en T provistas de cartabones de anchura  $b_c$  y altura  $h_c$  (ver fig. 50.1) se sustituirá la anchura real  $b_w$  del nervio por otra ficticia  $b_1$  igual al menor de los dos valores siguientes:

$$b_1 = b_w + 2b_c$$

$$b_1 = b_w + 2h_c$$

**Comentarios.**

En una sección en T, se denomina anchura eficaz de la cabeza de compresión aquella que, suponiendo que las tensiones se reparten uniformemente en toda la sección comprimida resultante al considerar dicha armadura, proporciona en el cálculo un resultado igual al que se obtendría a partir de la sección real, con su estado real de tensiones. Dicha anchura eficaz depende del tipo de viga (continua o simplemente apoyada), del modo de aplicación de las cargas, de la relación entre el espesor de las alas y el canto de la viga, de la existencia o

no de cartabones, de la longitud de la viga entre puntos de momento nulo, de la anchura del nervio y, en fin de la distancia entre nervios si se trata de un forjado de vigas múltiples.

Para los casos no considerados en el apartado que se comenta, puede suponerse en primera aproximación que la anchura eficaz del ala, a cada lado del nervio, es igual al décimo de la distancia entre puntos de momento nulo, sin sobrepasar la anchura real del ala.

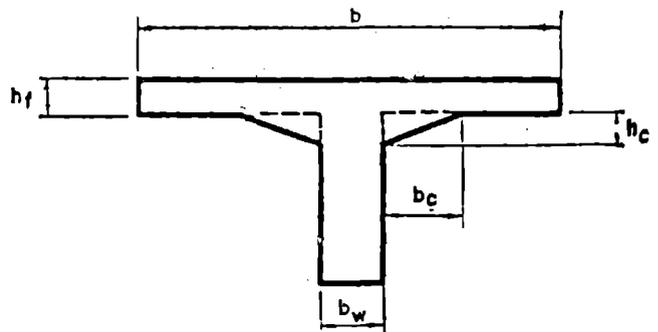


Fig. 50.1

Independientemente de la anchura eficaz que resulte, conviene respetar las limitaciones establecidas en 43.2 para prevenir el peligro de pandeo de la cabeza comprimida.

Respecto a la colocación de armaduras, debe tenerse en cuenta el 51.2.

Se recuerda, por último, que en las piezas en T exentas deben disponerse las armaduras necesarias para soportar las flexiones del ala, trabajando como un voladizo, bajo la acción del peso propio y de las cargas que puedan actuar sobre ella.

#### 50.2. Cálculo a esfuerzo cortante.

En las secciones en T, además de la comprobación ordinaria del nervio a esfuerzo cortante deberán también comprobarse frente a dicho esfuerzo las uniones entre las alas y el nervio; para ello se tendrá en cuenta lo indicado en 39.1.3.4.

### ARTICULO 51. PIEZAS DE FORMAS ESPECIALES

#### 51.1. Piezas de trazado curvo o poligonal.

En piezas curvas las armaduras longitudinales de trazado curvo trabajando a tracción junto a paramentos cóncavos, o a compresión junto a paramentos convexos, irán envueltas por cercos o estribos normales a ellas (fig. 51.1.a) y capaces de soportar las componentes radiales que aquéllas producen. Para ello deberán cumplirse las relaciones:

$$A_{st} \cdot f_{td} \geq \frac{s}{r} \cdot A_s \cdot f_{yd}$$

$$A_{st} \cdot f_{td} \geq \frac{s'}{r'} \cdot A'_s \cdot f_{yc, \sigma}$$

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  $A_s$ ;

$f_{yc, \sigma}$  = resistencia de cálculo, en compresión, del acero de la armadura  $A'_s$ .

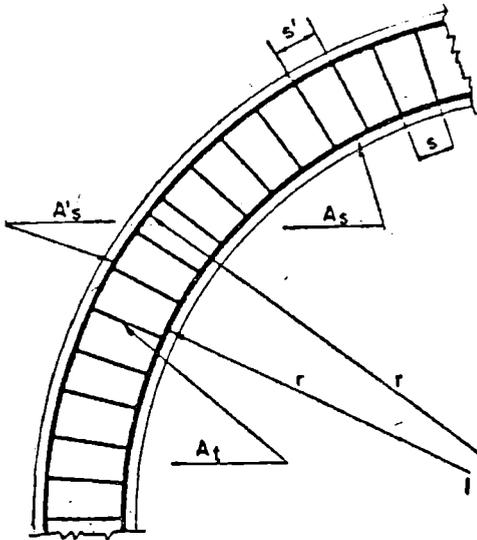


Fig. 51.1.a

En los ángulos de piezas poligonales o análogas y, en general, en los encuentros en ángulo de dos piezas, se evitará colocar junto al paramento interior barras continuas de tracción dobladas según el trazado poligonal de dicho paramento. Por el contrario, se procurará despiezar esas barras de forma que se consiga un trazado rectilíneo, con anclajes en las zonas comprimidas (fig. 51.1.b). De no adoptarse esta última solución, se dispondrán los oportunos cercos o estribos para contrarrestar la tendencia de la armadura continua de tracción a salirse de la pieza, en la zona de los codos, desgarrando el hormigón.

Análogas medidas deberán adoptarse para las barras continuas de compresión colocadas junto a paramentos exteriores.

#### Comentarios.

Debe entenderse como  $A_{st}$  la sección eficaz de un cerco o estribo, es decir, en el caso de un cerco o estribo simple la suma de las dos secciones correspondientes a las ramas.

Como indica la figura 51.1.b, en los encuentros de dos piezas es siempre recomendable achafañar el ángulo, disponiendo cartabones armados con barras paralelas al paramento del cartabón y que vayan a anclarse a las caras opuestas.

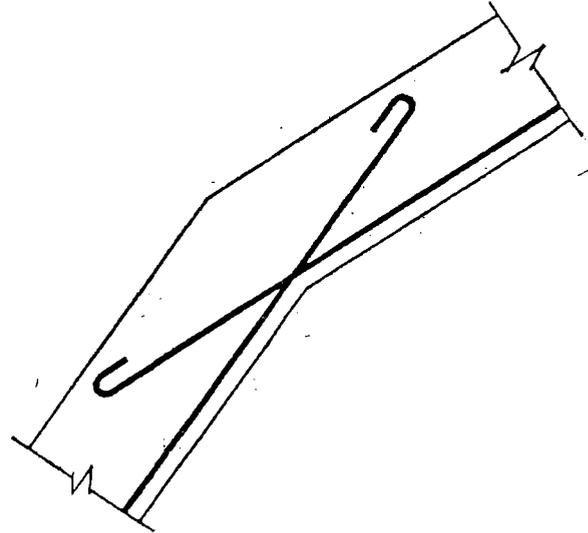


Fig. 51.1.b

#### 51.2. Piezas con secciones delgadas.

En las piezas de sección en T, doble T, en cajón, etc., las barras de tracción o de compresión que se coloquen en las alas se distribuirán con separaciones no mayores que tres veces el espesor del ala correspondiente. Además se dispondrán las oportunas armaduras transversales para asegurar la eficacia de las barras longitudinales situadas en las zonas de las alas que quedan fuera del espesor del alma.

#### Comentarios.

En las zonas de momento negativo de las piezas en T o análogas puede producirse una fuerte fisuración de las alas por fuera del alma si esas alas no se arman convenientemente, de acuerdo con las indicaciones del apartado que se comenta.

#### 51.3. Piezas de canto superior a sesenta centímetros.

En las vigas de canto superior a sesenta centímetros, pero inferior a la mitad de su luz, se dispondrán armaduras junto a los paramentos laterales del nervio, constituidas por un sistema de barras horizontales formando malla con los cercos existentes. Es recomendable distanciar entre sí tales barras 30 cm., como máximo, y emplear diámetros no inferiores a 10 milímetros, si se trata de acero ordinario, y a 8 mm., si se trata de acero especial.

#### Comentarios.

En este tipo de piezas, el hormigón existente por encima de la zona de recubrimiento de la armadura principal se encuentra sometido a esfuerzos complejos cortantes y de tracción. Las tensiones oblicuas resultantes provocan una fisuración que, de no existir armaduras repartidas junto a los paramentos (armaduras de piel) encargadas de repartirla, se concentraría en una fisura única en el alma de anchura sensiblemente mayor a la máxima admisible.

Para vigas de canto superior a sesenta centímetros y no inferior a la mitad de su luz, consúltese el artículo 59.

### ARTICULO 52. ESTRUCTURAS RETICULARES PLANAS

#### 52.1. Generalidades.

El cálculo de solicitaciones en estructuras reticulares planas se realizará de acuerdo con lo prescrito en el segundo párrafo del 29.1.

En particular y únicamente a los efectos del cálculo y dimensionamiento de armaduras de las vigas que constituyen los dinteles, se admite una redistribución de momentos flectores de hasta un 15 por 100 del máximo momento flector negativo. Para que pueda efectuarse esta redistribución, la profundidad de la fibra neutra de la sección sobre el soporte sometida al momento redistribuido, obtenida en el cálculo del estado límite último, deberá ser inferior a 0,45 d siendo d el canto útil de la sección.

En cuanto a la determinación de la rigidez de las piezas, por un lado, y del valor de la luz de cálculo, por otro, se tendrá en cuenta lo establecido en 29.2.

(Continuará.)

## MINISTERIO DEL INTERIOR

645

*ORDEN de 2 de enero de 1981 por la que se delegan determinadas atribuciones del Ministro del Interior en el Director de la Seguridad del Estado, Subsecretario, Directores generales y otras autoridades del Departamento.*

Excelentísimos e ilustrísimos señores:

Mediante Orden ministerial de 11 de junio de 1979 se dispuso la delegación de determinadas atribuciones del Ministro en el Subsecretario, Directores generales, Secretario general Técnico y otras autoridades del Departamento. Las modificaciones que se han llevado a cabo en la organización del Ministerio del Interior en virtud del Real Decreto 1158/1980, de 13 de junio, sobre estructura y competencia de la Dirección de la Seguridad del Estado y Real Decreto 1547/1980, de 24 de julio, sobre estructuración de la Protección Civil, hacen necesaria una adecuación de las normas reguladoras de las delegaciones de atribuciones a la realidad orgánica de este Departamento.

En su virtud, y de conformidad con lo previsto en el artículo 22 de la Ley de Régimen Jurídico de la Administración del Estado, que autoriza la delegación de atribuciones entre órganos de la Administración Pública, he dispuesto:

Artículo 1.º Con independencia de las competencias y atribuciones que le confiere el Real Decreto 1158/1980, de 13 de junio, quedan delegadas en el Director de la Seguridad del Estado, en materias a que se extiende la competencia de las Direcciones Generales de la Policía y de la Guardia Civil, las siguientes atribuciones:

a) Las facultades que otorga al Ministro el Decreto 176/1975, de 30 de enero, sobre indemnizaciones por razón del servicio, salvo lo dispuesto en el párrafo dos del artículo tercero de esta Orden.

b) El despacho y resolución de cuantos asuntos y expedientes estén atribuidos al titular del Departamento por precepto legal o reglamentario o por otra disposición de carácter administrativo.

Art. 2.º Sin perjuicio de las atribuciones que le confieren los artículos 15 y 17 de la Ley de Régimen Jurídico de la Administración del Estado y de lo dispuesto en los Decretos 1687/1960, de 7 de septiembre y 1826/1961, de 22 de septiembre, sobre desconcentración y transferencia de competencias en este Ministerio, quedan delegadas en el Subsecretario del Interior, salvo lo dispuesto en el artículo 1.º de esta Orden, las siguientes atribuciones:

a) Autorizar y disponer los gastos propios del Ministerio del Interior y de los Organismos autónomos dependientes del mismo, incluso los correspondientes a los programas de inversiones públicas, dentro de los límites de los créditos autorizados y la aprobación de expedientes de ejercicios cerrados, así como la facultad de interesar del Ministerio de Hacienda la ordenación de los pagos correspondientes.

b) Las facultades que la Ley de Contratos del Estado y Reglamento General confieren al titular del Departamento en materia de contratación.

c) Resolver las contiendas que surjan entre autoridades administrativas dependientes del Departamento.

d) Resolver dentro de la vía administrativa, cuando no corresponda a una autoridad inferior, los recursos que procedan contra las resoluciones de los Organismos y autoridades del Departamento.

e) Cuantas facultades otorga al Ministro el Decreto 176/1975, de 30 de enero, que regula las indemnizaciones por razón del servicio, sin perjuicio de lo dispuesto en el párrafo dos del artículo 3.º de esta Orden.

f) Las facultades atribuidas al Ministro en el texto articulado de la Ley de Funcionarios Civiles del Estado, de 7 de febrero de 1964.

g) El despacho y resolución de cuantos expedientes y asuntos que, cualquiera que sea su índole, estén atribuidos al titular del Departamento por precepto legal, reglamentario o por otra disposición de carácter administrativo.

Art. 3.º 1. Sin perjuicio de las atribuciones que les confieren los artículos 18 y 19 de la Ley de Régimen Jurídico de la Administración del Estado y de lo dispuesto en los Decretos 1687/1960, de 7 de septiembre, y 1826/1961, de 22 de septiembre, citados, quedan delegadas en los Directores generales de Política Interior, Protección Civil y Secretario general Técnico las siguientes facultades:

a) Siempre que su cuantía no exceda de 10.000.000 de pesetas:

La autorización y disposición de los gastos de los servicios de dichos Centros Directivos, dentro de sus consignaciones presupuestarias, con la correspondiente facultad de contratación así como las de interesar del Ministerio de Hacienda la ordenación de los pagos correspondientes.

La autorización y disposición de todos los gastos incluidos en los programas de inversiones públicas y la correspondiente facultad de contratación.

La aprobación de expedientes de ejercicios cerrados por los diferentes conceptos presupuestarios.

b) Las facultades que se confieren al titular del Departamento en la Ley y Reglamento de Contratos del Estado a efectos de formalización del contrato y pago de su importe.

2. Se delega en los Directores generales de la Guardia Civil, Política Interior, Policía, Protección Civil y Tráfico la facultad de nombrar comisiones de servicio con derecho a dietas dentro del territorio nacional, respecto a los Cuerpos, Escalas y personal de todas clases adscritos al Centro directivo respectivo, hasta el límite de los respectivos créditos.

Dicha facultad se delega igualmente en el Inspector general de la Policía Nacional respecto a los miembros del Cuerpo.

Art. 4.º Se delega en el Director general de Política Interior la facultad de declarar la incompetencia del Ministerio del Interior en relación a los asuntos concernientes a las Asociaciones a que se refiere el artículo 2.º de la Ley de 24 de diciembre de 1964, así como en todas las cuestiones que se susciten con respecto a las sometidas a dicha Ley, en que no sea parte la Administración.

Art. 5.º Se delega en el Director general de Tráfico la facultad de resolver tanto los recursos de alzada que se interpongan contra las sanciones impuestas por los Gobernadores civiles en materia de circulación, como los de reposición que, con carácter previo a la vía contencioso-administrativa, se interpongan posteriormente contra sus propios acuerdos resolviendo en alzada.

Art. 6.º De las delegaciones otorgadas en los artículos anteriores se exceptúan:

a) Los asuntos que hayan de ser objeto de resolución por medio de Real Decreto y aquellos que deban someterse al acuerdo o conocimiento del Consejo de Ministros o de las Comisiones Delegadas del Gobierno.

b) Los que se refieran a relaciones con la Jefatura del Estado, Cortes Generales, Tribunal Constitucional, Tribunales Supremos de Justicia y Consejo de Estado.

c) Los que hayan sido informados preceptivamente por el Consejo de Estado.

d) Los que den lugar a la adopción de disposiciones de carácter general.

e) Los recursos de alzada que procedan contra los acuerdos del Subsecretario en materia de su competencia.

f) Suscitar conflictos de atribuciones con otros Departamentos ministeriales.

Art. 7.º Las resoluciones administrativas dictadas por las autoridades a que se refiere la presente Orden en virtud de las delegaciones que en ella se les confiere agotarán la vía administrativa, salvo que una Ley especial autorice recurso ante el Jefe del Estado; el Consejo de Ministros, las Comisiones Delegadas del Gobierno o la Presidencia del Gobierno.

Art. 8.º Siempre que se haga uso de las delegaciones contenidas en esta Orden deberá hacerse constar así en la resolución pertinente.

Art. 9.º Las delegaciones de atribuciones de la presente Orden no serán obstáculo para que el Ministro del Interior pueda avocar para sí el conocimiento y resolución de cuantos asuntos considere oportunos.

Art. 10. Queda derogada la Orden de 11 de junio de 1979 sobre delegación de competencias en determinadas autoridades del Departamento así como cuantas disposiciones de igual o inferior rango se opongan a lo establecido en la presente Orden.

Lo que comunico a VV. EE. y VV. II. para su conocimiento y efectos.

Dios guarde a VV. EE. y VV. II. muchos años.

Madrid, 2 de enero de 1981.

ROSON PEREZ

Excmos. Señores Director de la Seguridad del Estado, Subsecretario del Interior y Director general de la Guardia Civil e ilustrísimos señores Secretario general Técnico, Directores generales de Política Interior, de la Policía, de Protección Civil y de Tráfico e Inspector general de la Policía Nacional.

## Mº DE OBRAS PUBLICAS Y URBANISMO

464

*REAL DECRETO 2868/1980, de 17 de octubre, por el que se aprueba la Instrucción para el proyecto (Continuación.) de la ejecución de obras de hormigón en masa o armado (EH-80).* (Continuación.)

Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado (EH-80), aprobada por Real Decreto 2868/1980, de 17 de octubre. (Continuación.)

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 dicha curva verticalmente, de forma que el valor del máximo momento flector negativo quede disminuido en un 15 por 100 (ver fig. 52.1). No obstante, debe recordarse lo establecido en el primer párrafo del comentario al 29.1.

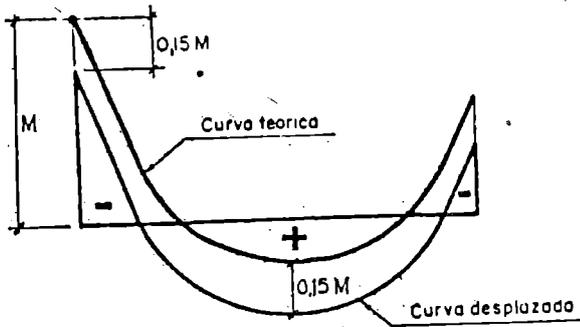


Fig. 52.1

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 bas-

tante de las previsiones del cálculo teórico, en especial bajo las cargas permanentes.

**52.2. Cálculo simplificado de solicitaciones.**

Las simplificaciones que a continuación se establecen son aplicables cuando se cumplen simultáneamente las condiciones siguientes:

- a) La estructura está sometida exclusivamente a la acción de cargas verticales uniformemente repartidas de igual valor por unidad de longitud.
- b) La carga variable no es superior a la mitad de la carga permanente.
- c) Dentro de cada vano, las piezas son de sección constante (no existen cartelas).
- d) Las luces de dos vanos adyacentes cualesquiera no difieren entre sí en más del 20 por 100 de la mayor.

En estas condiciones podrán adoptarse como valores de los momentos flectores en las vigas los que se indican en la tabla 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 axiales en las vigas. Los esfuerzos axiales se calcularán por superposición de los esfuerzos cortantes actuantes a uno y otro lado del soporte considerado.

No es necesario considerar esfuerzos cortantes en los soportes.

TABLA 52.2

DOS TRAMOS			MAS DE DOS TRAMOS		

**Nota.**—Los valores de los momentos se obtienen multiplicando las cifras dadas en el esquema por q · l' afectados del signo que corresponda.

Los números entre paréntesis indican rigideces relativas.

Los momentos de los pilares centrales se pueden considerar nulos.

**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 análogos.

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.

**ARTICULO 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 dos 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 sometidas a cargas uniformemente repartidas.**

En el caso de cargas uniformemente repartidas, el cálculo de la placa se realizará asimilándola a:

a) Una viga, si la anchura  $l_x$  de la placa es igual o menor que la mitad de su luz  $l_y$ .

b) Una placa rectangular sustentada en su contorno, supuestos los bordes libres como simplemente apoyados, si la anchura  $l_x$  de la placa es mayor que la mitad de su luz,  $l_y$ . En este caso, y a los efectos de aplicación del artículo 54, 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 54 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  $M_{ty}$  igual a:

$$\text{si } l_x \leq 3 l_y, M_{ty} = \frac{M_{ly}}{1 + 4 \frac{b_e}{l_x}} \leq 0,1 M_1$$

$$\text{si } l_x \geq 3 l_y, M_{ty} = \frac{M_{ly}}{1 + \frac{4}{3} \frac{b_e}{l_y}} \leq 0,1 M_1$$

siendo (ver fig. 53.3)

$l_x$  = longitud del borde sustentado.

$l_y$  = longitud del borde libre.

$b_e$  = dimensión, paralela al borde sustentado, de la zona de actuación de la carga.

$M_{ty}$  = momento transversal, por metro, a una distancia «y» del borde apoyado.

$M_{ly}$  = momento longitudinal, por metro, a una distancia «y» del borde apoyado.

$M_1$  = momento longitudinal en la sección en que actúa la carga (valor máximo de  $M_{ly}$ ).

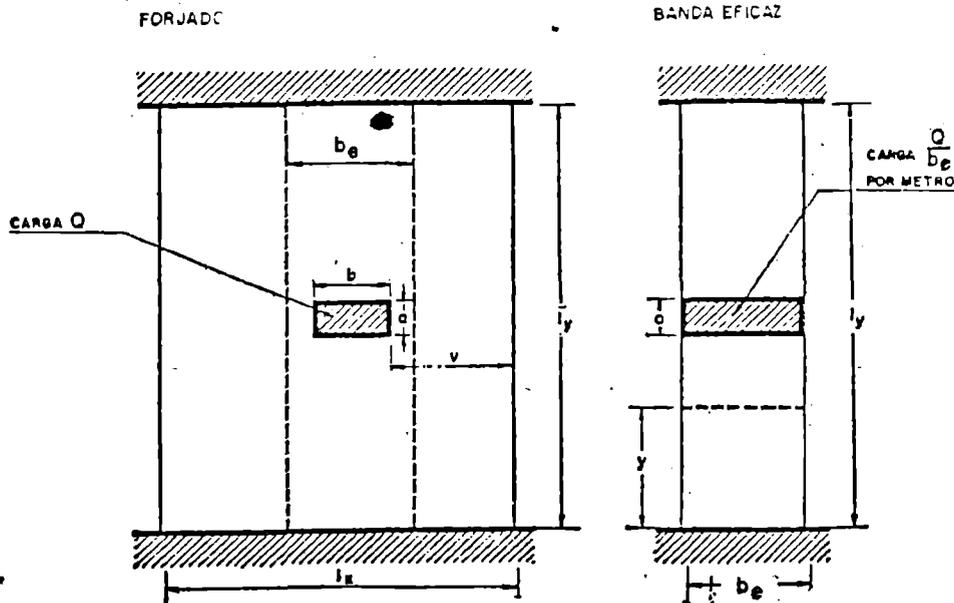
Si la banda eficaz alcanza el borde libre de la placa, se colocará una armadura transversal superior, a lo largo de toda la luz del mismo, calculada para resistir un momento negativo de valor igual al 10 por 100 del momento longitudinal que se produciría en el centro de la luz de la placa si la carga 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.



**Fig. 53.3**

Si la banda eficaz alcanza el borde libre de la placa y dicho borde es mayor que el sustentado, la parrilla de armaduras superiores resultará extendida a la totalidad de la placa, de acuerdo con el segundo párrafo del apartado que se comenta. Las armaduras indicadas para las bandas adyacentes a la banda eficaz son apropiadas cuando la anchura de tales bandas no supera al cuarto de la luz de la placa; pero si esa anchura rebasa el límite mencionado, las bandas adicionales más allá del cuarto de la luz podrán armarse más débilmente, a criterio del proyectista.

Siempre que existan rigidizaciones de borde resulta obligado colocar en esas zonas una armadura transversal.

53.4. Determinación de la anchura eficaz.

La anchura eficaz,  $b_e$  es función de las siguientes variables (ver figura 53.4).

- $l_x$  = longitud del borde sustentado.
  - $l_y$  = longitud del borde libre.
  - $b$  = dimensión, paralela al borde sustentado, de la zona de actuación de la carga.
  - $v$  = distancia del borde de la zona de actuación de la carga al borde libre más cercano de la placa.
  - $K$  = coeficiente de empotramiento en los apoyos.
- $K = 1$ , cuando existe articulación en los dos apoyos.  
 $K = 1/2$ , cuando existe empotramiento en los dos apoyos.  
 $K = 2/3$ , en los casos intermedios.

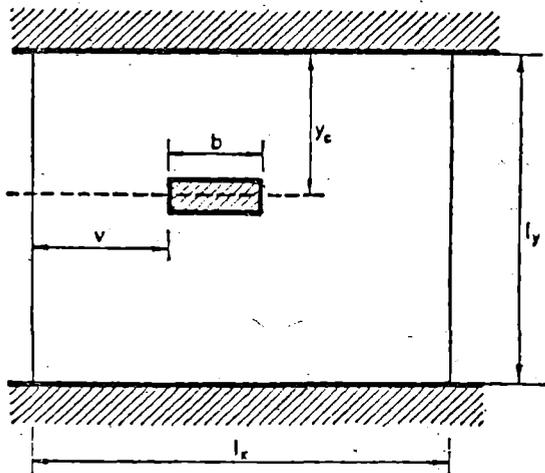


Fig. 53.4

El valor de  $b_e$  se determinará de acuerdo con lo que a continuación se indica, teniendo en cuenta que deberá ser siempre  $b_e < b$ :

Primer caso: La carga actúa en el centro de la luz libre de la placa ( $b_e = b_1$ ).

a) Si la carga actúa también en el centro del ancho de la placa, la anchura eficaz vale:

$$b_1 = \frac{b + K l_y}{l_x + K l_y} \cdot l_x, \text{ cuando } l_x \leq 3K l_y;$$

$$b_1 = \frac{3}{4} b + \frac{3}{4} K l_y, \text{ cuando } l_x \geq 3K l_y.$$

b) Si la carga no actúa en el centro del ancho de la placa se adoptará como anchura eficaz el menor de los dos valores siguientes:

- b.1) El que corresponda del caso a) anterior;
- b.2) El que corresponda de los dos siguientes:

$$b_1 = \frac{b + \frac{1}{3} K l_y}{l_x + \frac{1}{3} K l_y} \cdot l_x + v, \text{ cuando } l_x \leq K l_y$$

$$b_1 = \frac{3}{4} b + \frac{1}{4} K l_y + v, \text{ cuando } l_x \geq K l_y$$

Segundo caso: La carga no actúa en el centro de la luz libre de la placa ( $b_e = b_2$ ).

Se calcula la anchura eficaz  $b_1$  que correspondería al caso anterior. La anchura eficaz vale, entonces:

$$b_2 = b_1 - (b_1 - b) \left[ 1 - 2 \frac{y_c}{l_y} \right]^2$$

Siendo:

$y_c$  = la distancia del centro teórico de aplicación de la carga al borde sustentado más próximo (ver figura 53.4).

Comentarios.

En el segundo apartado 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.

ARTICULO 54. 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 1/40 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 53.

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 tendrán en cuenta además las prescripciones siguientes:

a) En las placas semiempotradas en alguno de sus lados, se considerará un momento negativo sobre ese apoyo y un momento positivo sobre la sección central paralela a dicho apoyo, iguales entre sí en valor absoluto e iguales ambos a la semisuma de los valores absolutos de los momentos que se indican en la tabla 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.

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 esa relación es superior a 2,5, la forma de sustentación de los lados menores influye muy poco en el comportamiento de la placa, la cual presenta ahora una flexión dominante en la dirección de la menor luz, lo que equivale a decir que funciona como una placa sustentada en dos bordes paralelos.

TABLA 54.2

		$l_y/l_x$	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	2,5	>2,5
	$M_{cy} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{cx} = 0,001 q l_y^2 x$	44	59	73	84	93	100	106	110	112	125	
	$M_{cy} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{cx} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{by} = -0,001 q l_y^2 x$ $M_{bx} = -0,001 q l_y^2 x$	21	28	34	37	40	41	41	42	42	42	
	$M_{cy} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{cx} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{by} = -0,001 q l_y^2 x$ $M_{bx} = -0,001 q l_y^2 x$	28	38	45	51	55	58	59	61	61	63	
	$M_{cy} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{cx} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{bx} = -0,001 q l_y^2 x$	22	34	49	62	74	85	93	100	103	125	
	$M_{cy} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{cx} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{by} = -0,001 q l_y^2 x$	32	37	40	41	41	39	37	35	35	25	
	$M_{cy} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{cx} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{by} = -0,001 q l_y^2 x$	22	18	15	13	11	10	9	9	9	8	
	$M_{cy} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{cx} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{bx} = -0,001 q l_y^2 x$	31	45	60	72	83	92	99	105	108	125	
	$M_{cy} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{cx} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{by} = -0,001 q l_y^2 x$	37	41	42	41	40	38	36	34	33	25	
	$M_{cy} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{cx} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{by} = -0,001 q l_y^2 x$ $M_{bx} = -0,001 q l_y^2 x$	37	45	51	55	58	60	60	61	62	63	
$M_{cy} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{cx} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{by} = -0,001 q l_y^2 x$ $M_{bx} = -0,001 q l_y^2 x$	31	28	25	22	20	18	17	16	15	13		
$M_{cy} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{cx} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{by} = -0,001 q l_y^2 x$ $M_{bx} = -0,001 q l_y^2 x$	21	31	40	46	51	55	57	59	60	63		
$M_{cy} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{cx} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{by} = -0,001 q l_y^2 x$ $M_{bx} = -0,001 q l_y^2 x$	26	28	27	25	22	21	20	19	18	15		
$M_{cy} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{cx} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{by} = -0,001 q l_y^2 x$ $M_{bx} = -0,001 q l_y^2 x$	55	74	89	99	106	114	117	119	120	125		
$M_{cy} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{cx} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{by} = -0,001 q l_y^2 x$ $M_{bx} = -0,001 q l_y^2 x$	60	69	74	77	78	78	78	78	79	79		
$M_{cy} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{cx} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{by} = -0,001 q l_y^2 x$ $M_{bx} = -0,001 q l_y^2 x$	26	32	36	39	40	41	42	42	42	42		
$M_{cy} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{cx} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{by} = -0,001 q l_y^2 x$ $M_{bx} = -0,001 q l_y^2 x$	21	19	17	14	12	11	10	10	10	8		
$M_{cy} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{cx} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{by} = -0,001 q l_y^2 x$ $M_{bx} = -0,001 q l_y^2 x$	60	71	77	80	83	83	83	83	83	83		
$M_{cy} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{cx} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{by} = -0,001 q l_y^2 x$ $M_{bx} = -0,001 q l_y^2 x$	55	57	58	57	57	57	57	57	57	57		

	BORDE SIMPLEMENTE APOYADO
	BORDE EMPOTRADO
$M_{cy}$	MOMENTO POSITIVO POR UNIDAD DE LONGITUD EN LA SECCION CENTRAL PARALELA A $l_x$ PARA LA PIEZA FLECTANDO EN LA DIRECCION $y$ .
$M_{cx}$	MOMENTO POSITIVO POR UNIDAD DE LONGITUD EN LA SECCION CENTRAL PARALELA A $l_y$ PARA LA PIEZA FLECTANDO EN LA DIRECCION $x$ .
$M_{by}$	MOMENTO NEGATIVO POR UNIDAD DE LONGITUD EN LOS BORDES $l_x$ PARA LA PIEZA FLECTANDO EN LA DIRECCION $y$ .
$M_{bx}$	MOMENTO NEGATIVO POR UNIDAD DE LONGITUD EN LOS BORDES $l_y$ PARA LA PIEZA FLECTANDO EN LA DIRECCION $x$ .
$q$	CARGA UNIFORME POR $m^2$ .

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.

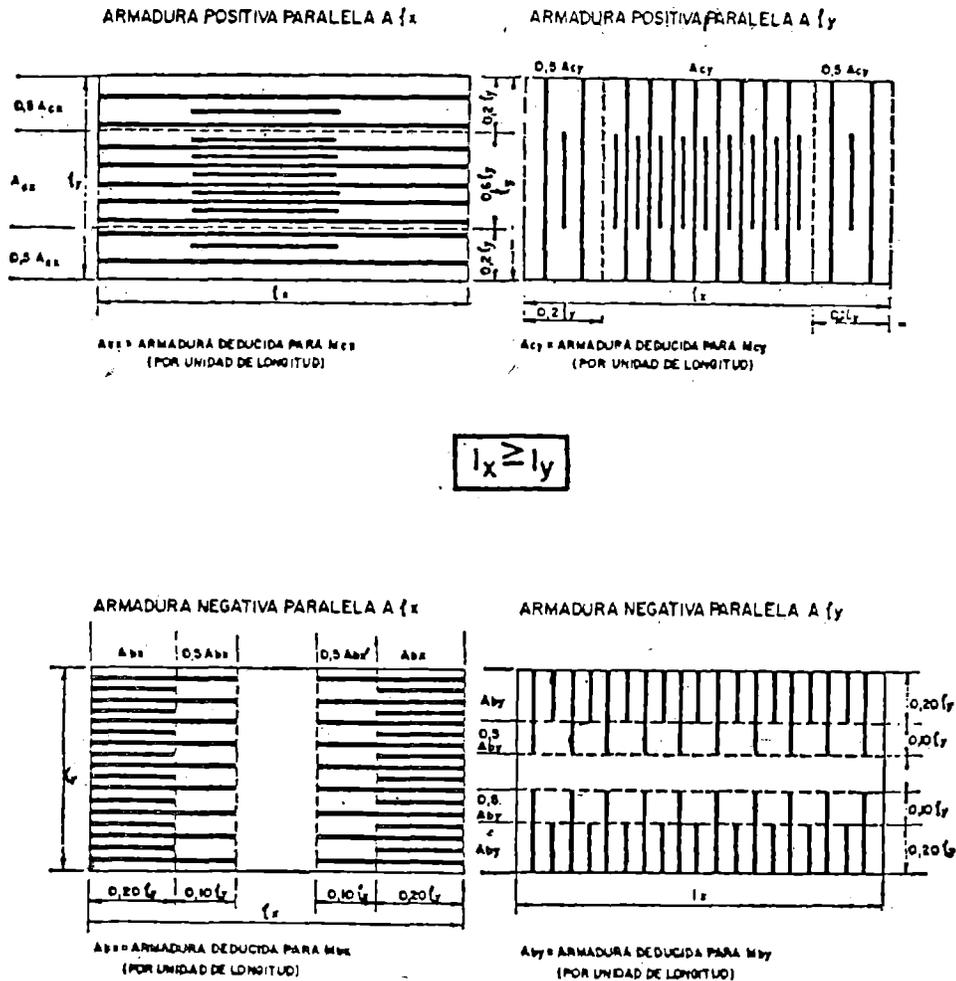


Fig. 54.3

Se tendrán en cuenta, además, las prescripciones siguientes:

a) En las placas con dos bordes adyacentes simplemente apoyados, la esquina por ellos formada deberá armarse de modo adecuado para absorber los esfuerzos de torsión correspondientes. A tal efecto se suplementarán las armaduras deducidas para los momentos flectores principales, de manera que, en la esquina, una zona cuadrada de lado igual a la quinta parte del lado menor de la placa resulte uniformemente armada con dos mallas ortogonales iguales, colocadas una en la cara superior y otra en la inferior, debiendo ser la cuantía de las barras de cada una de estas mallas, en cada dirección, igual o superior al 75 por 100 de la armadura necesaria para resistir el mayor de los momentos principales de la placa, deducidos de acuerdo con las prescripciones del 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):

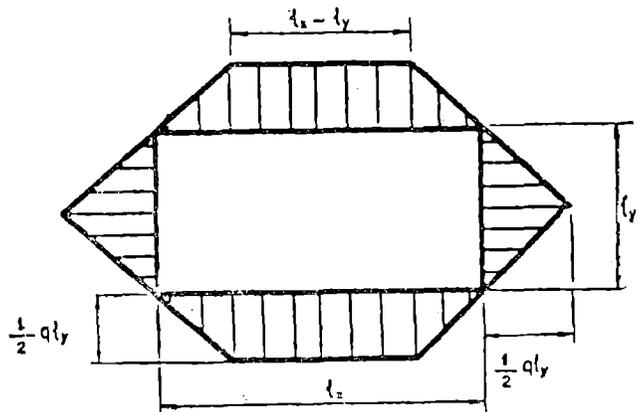


Fig. 54.4

a) 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).

b) 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 en 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.

### ARTICULO 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 éste y la placa. Puede no existir.

**Abaco:** Zona de una placa alrededor de un soporte o de su capitel, que se resalta o si se trata de placa aligerada se maciza sin o con resalto. En las placas macizas puede no existir, y si existe, puede ir acompañado de capitel. En las placas aligeradas su existencia es preceptiva, pudiendo ir acompañado o no de capitel. (Ver figura 55.2.a).

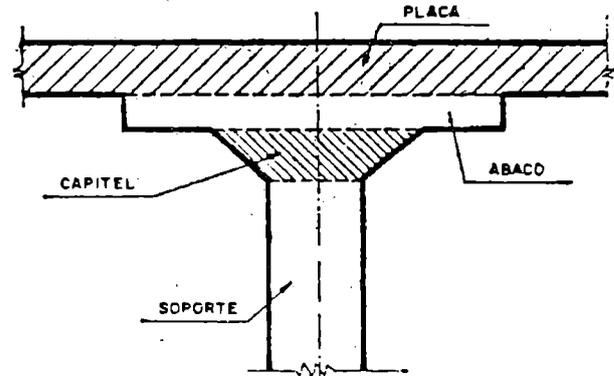


Fig. 55.2.a

**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).

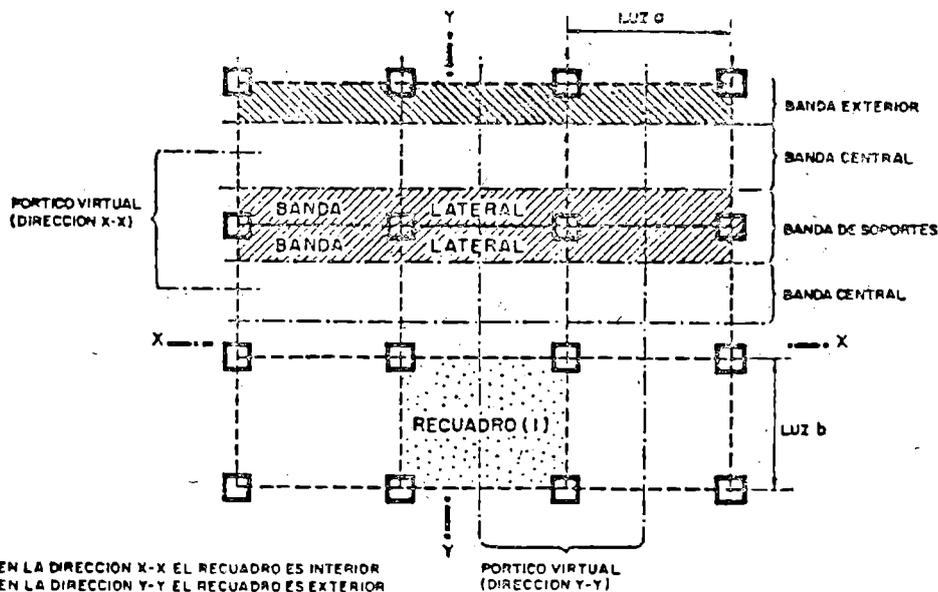


Fig. 55.2.b

**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 párrafo 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 párrafo 2) del 55.4, esta banda es la situada lateralmente en el recuadro (o fila de recuadros), de anchura igual a un cuarto 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.

**Portico 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 nomenclatura, entre el actual soporte y la columna clásica. Ello justifica la adopción del término «ábaco» para designar la zona de placa regresada alrededor del capitel como generalización del significado de «ábaco», elemento que corona el capitel en la arquitectura clásica.

55.3. Disposiciones relativas a las dimensiones de los distintos elementos.

a) Soporte: La menor dimensión de la sección transversal del soporte deberá ser no menor de 25 centímetros.

b) Si existen nervios, su anchura no será inferior a siete centímetros ni a la cuarta parte de la altura del forjado, medida sin tener en cuenta la capa de compresión.

c) La capa de compresión no será inferior a tres centímetros 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).

d) 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.

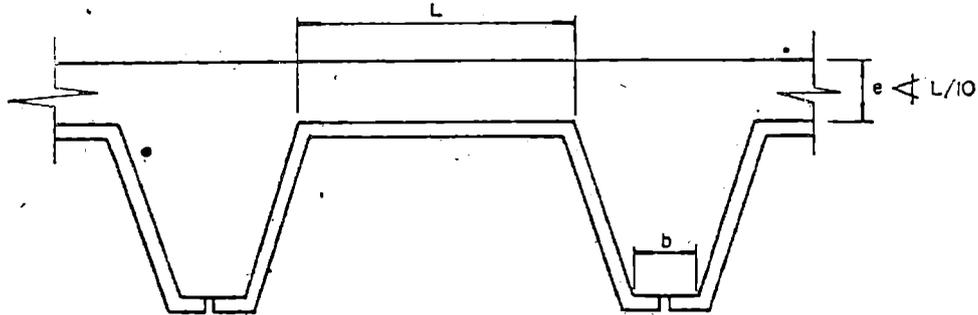


Fig. 55.3

**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:

a) 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 (figura 55.4.a).

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).

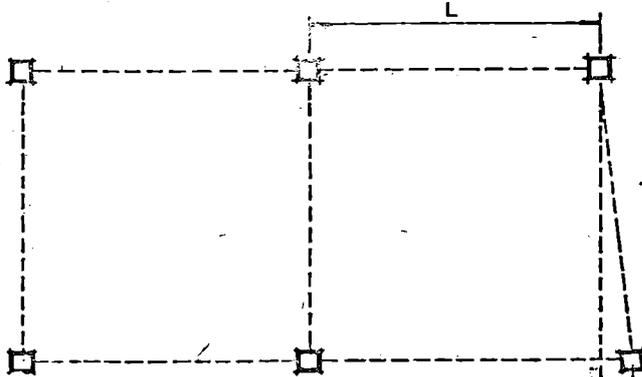


Fig. 55.4.a

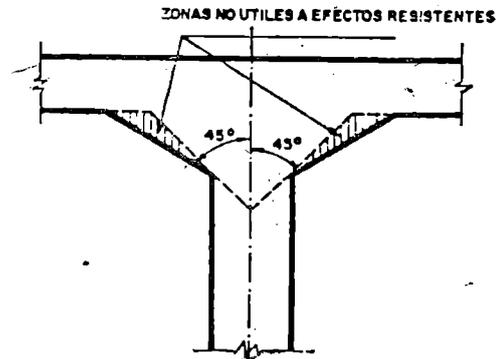


Fig. 55.4.b

Designando por  $a'$  y  $b'$  las dimensiones de la sección transversal del capitel, en su unión con la placa o el ábaco, y por  $a_1, a_2, b_1, b_2$  las luces de los recuadros que tienen común el capitel correspondiente, deberán cumplirse las desigualdades:

$$a' \leq 0,3 a_1; \quad b' \leq 0,3 b_1$$

$$a' \leq 0,3 a_2; \quad b' \leq 0,3 b_2$$

c) Abaco: Su existencia es opcional en las placas macizas y obligatoria en las aligeradas. En estas últimas la distancia del borde del ábaco al eje del soporte deberá ser no menor que 0,15 de la luz correspondiente del recuadro considerado.

En el cálculo de la armadura necesaria para resistir los momentos negativos sobre los apoyos se tomará como espesor del ábaco 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.

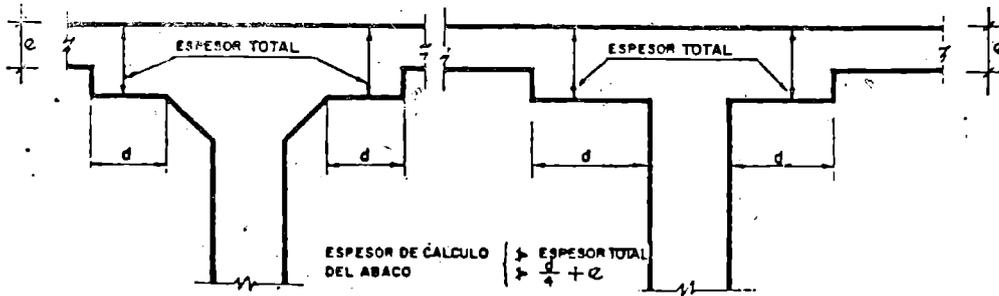


Fig. 55.4.c

d) Placas macizas: El espesor de las placas, además de las limitaciones en 55.3 d, deberá cumplir:

- Ser superior a 12 centímetros en el caso de placas sin ábacos o si estos 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  $l$  de ese vano.
  - 2) El resalto del ábaco es igual o superior a la cuarta parte del espesor de la placa.
- Ser superior a 10 centímetros 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 cumplir:

- Ser superior a 15 centímetros.
- La separación entre ejes de nervios no será superior a un metro, 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 del 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.

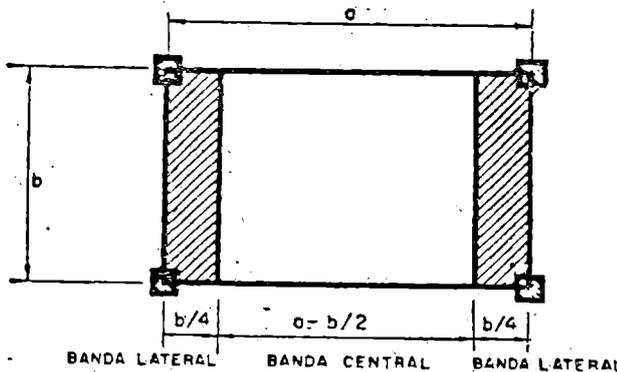


Fig. 55.4.d

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  $\frac{a}{b} \leq \frac{4}{3}$  o cuando siendo  $\frac{a}{b} > \frac{4}{3}$  se trata del caso 2) del apartado 55.4.)

Factores en tanto por ciento para el cálculo de los momentos

	Momentos de vano	Momentos negativos			
		Apoyos interiores	Apoyos exteriores		
			Caso A	Caso B	
Banda de soportes .. ...	60	76	80	60	
Banda central ... ..	40	24	20	40	
Banda exterior (caso A)	30	38	40	30	
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  $\frac{a}{b} > \frac{4}{3}$ ; se trata del caso 1) del apartado 55.4.)

Factores en tanto por ciento para el cálculo de los momentos

	Momentos de vano	Momentos negativos			
		Apoyos interiores	Apoyos exteriores		
			Caso A	Caso B	
Banda de soportes .. ...	50	66	73	50	
Banda central ... ..	50	34	27	50	
Banda exterior (caso A)	25	33	36	25	
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  $(1-\alpha) M_d$  ( $\alpha$  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.

Disposiciones relativas a las dimensiones de los distintos elementos. Las limitaciones prescritas en este apartado para las dimensiones de los distintos elementos son las que aconseja la experiencia actualmente existente sobre este tipo de estructuras. El cumplimiento de dichas prescripciones permite al proyectista utilizar el método simplificado de cálculo que se incluye en 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 (fig. 55.5):

$N_d$  = 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 perímetro crítico por el canto útil de la placa).

$\alpha$  = Fracción del momento que se transmite desde la placa al soporte por excentricidad de cortante. (Su valor se indica en la figura 55.5).

$M_d$  = 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.

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.

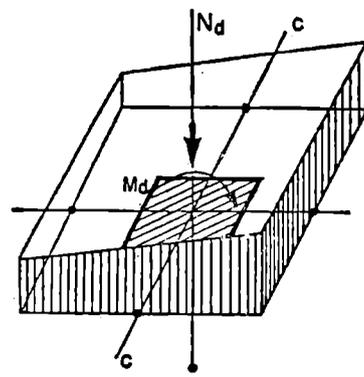
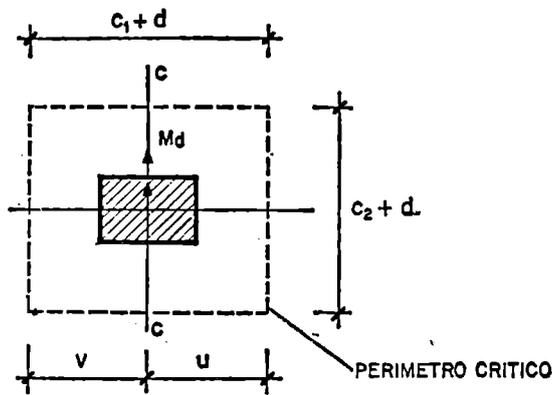
$f_{cv}$  = Resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante, según se define en 39.13.2.2.

$u, v$  = 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, dispuesta según 55.6, teniendo en cuenta que

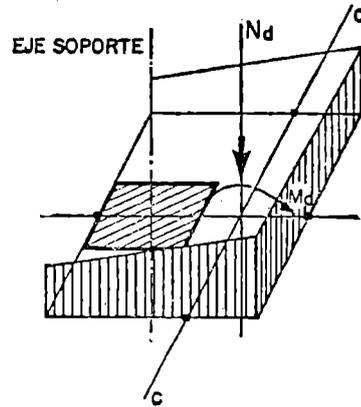
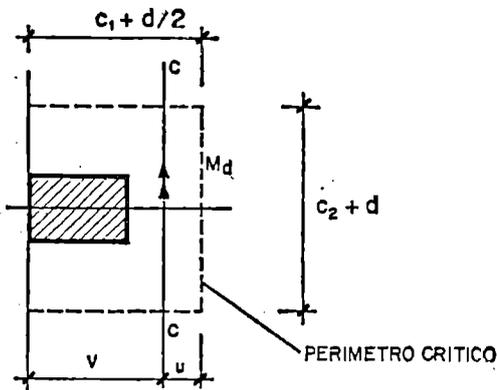
- La resistencia total a punzonamiento no superará el valor  $3 f_{cv} \cdot A_c$ .
- La contribución del hormigón al punzonamiento no superará el valor  $f_{cv} \cdot A_c$ .

**SOPORTES INTERIORES**



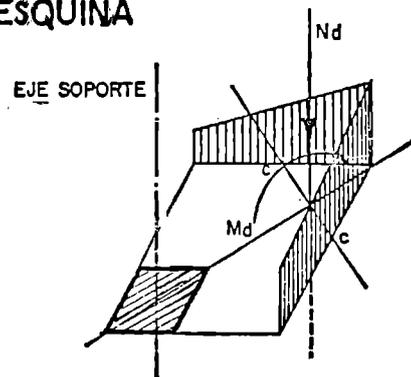
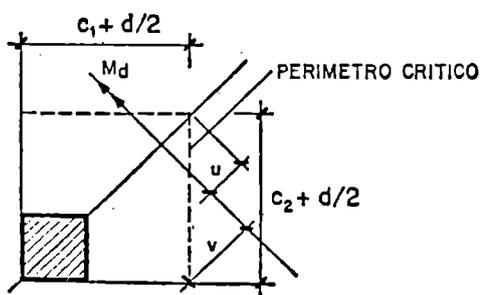
$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{c_1 + d}{c_2 + d}}}$$

**SOPORTES DE BORDE**



$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{c_1 + d/2}{c_2 + d}}}$$

**SOPORTES DE ESQUINA**



$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2c_1 + d}{2c_2 + d}}}$$

Fig. 55.6

— 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 39, 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  $f_{cv}$ .

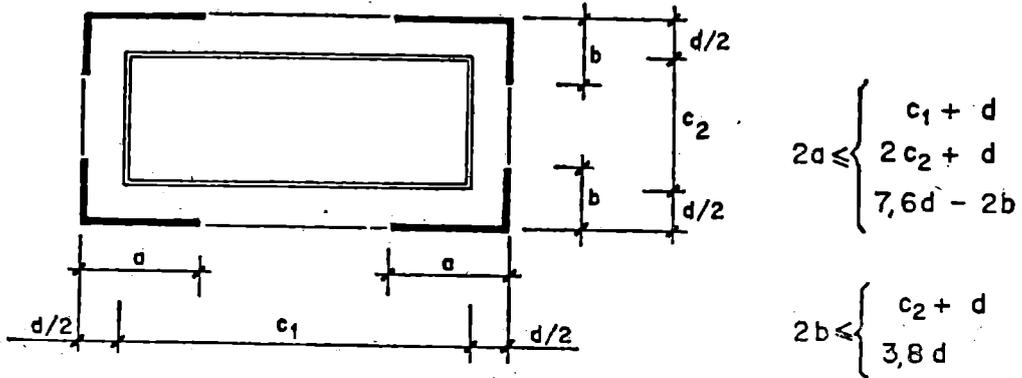
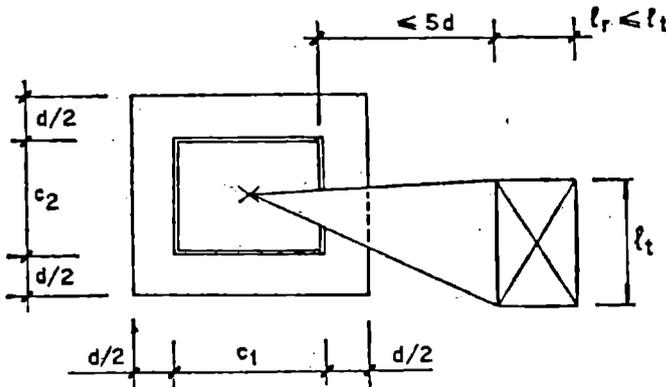


Fig. 55.5.b

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, 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).



si  $l_r > l_t$   
se tomará en vez de  $l_t$ ,  
 $\sqrt{l_r \cdot l_t}$

Fig. 55.5.c

En el caso de soportes interiores, el valor de  $J_c$  vendrá dado por la expresión:

$$J_c = \frac{d(c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(c_2 + d)(c_1 + d)^2}{2}$$

Cuando se utilice el método de cálculo basado en los pórticos virtuales,  $M$  se considerará como la diferencia de momentos flectores, obtenidos en la banda de soportes, 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:

$$\frac{N_d}{A_c} \leq f_{cv}$$

**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 veinticinco por ciento (25%) 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:

- 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 las placas aligeradas se dispondrán cercos con una separación entre ellos no mayor de  $0,5d$  capaces de absorber las tensiones y esfuerzos cortantes que se produzcan.

Siempre que el hormigón no cumpla la condición de seguridad al punzonamiento contenido 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  $1,5d$  a una distancia del mismo menor de  $0,5d$  y con separación entre ellos menor de  $0,75d$ . Las barras se dispondrán en una o dos capas, debiéndose colocar igual número en cada dirección, y capa, conforme el 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 solo tienen un carácter indicativo del orden de magnitud correspondiente.

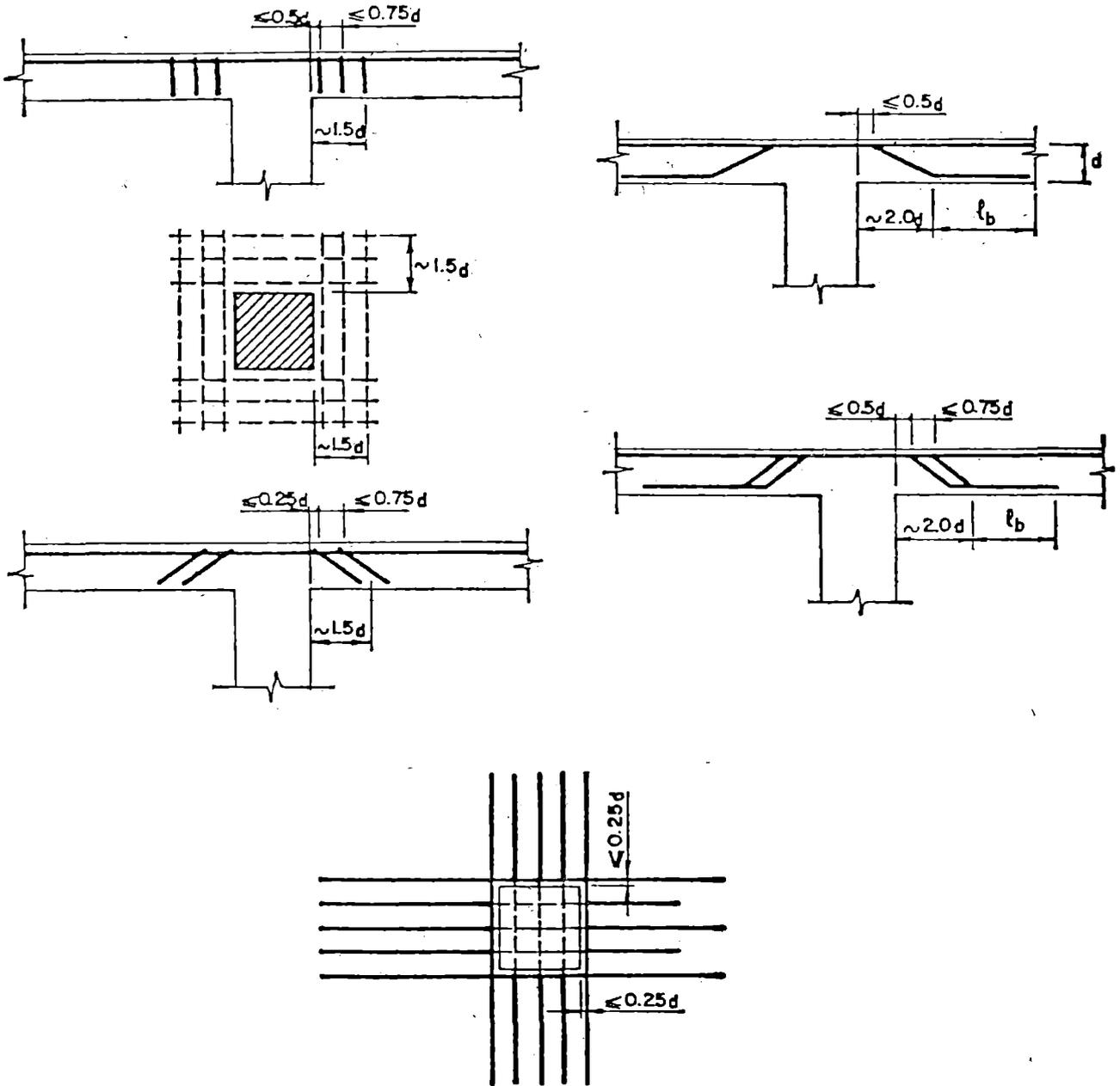


Fig. 55.6.a

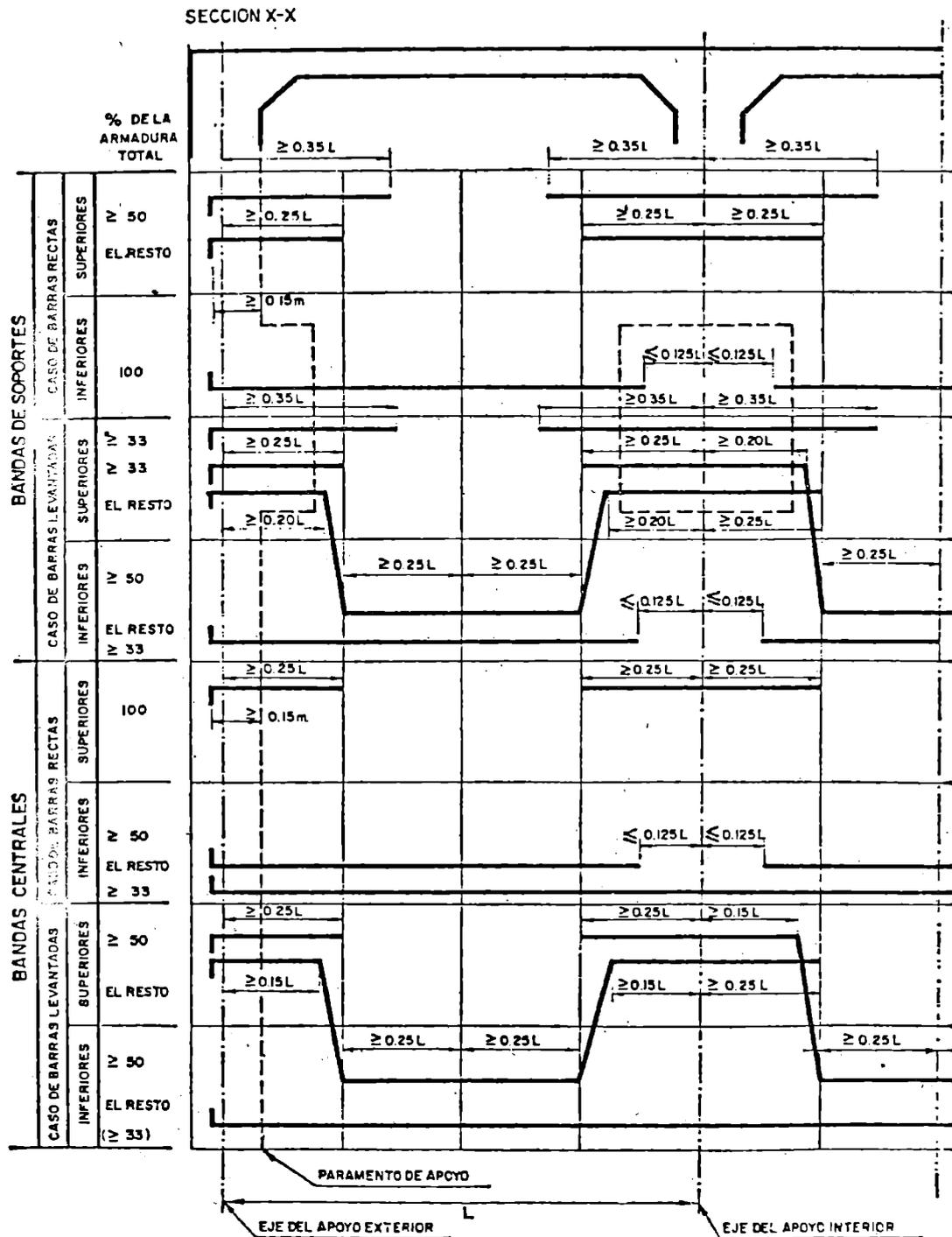


Fig. 55.6.b

NOTA: Las armaduras inferiores en banda de soportes habrán de solaparse en la zona de apoyo, en aquellos casos en que haya que tener en cuenta en el cálculo acciones debidas a efectos sísmicos.

ARTICULO 56. LAMINAS

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 hor-

migón sin armar ni fisurar, es decir, perfectamente homogéneo e isótropo.

No se admitirá el cálculo plástico para la determinación de esfuerzos, salvo que se justifique convenientemente su aplicación al caso particular estudiado.

En el dimensionamiento de láminas, se establecerá la hipótesis de que el hormigón sólo resiste esfuerzos de compresión, debiendo los de tracción ser absorbidos totalmente por el acero.

En particular, para el dimensionado de los elementos de borde podrá considerarse que una zona contigua de la lámina forma parte del elemento, debiendo justificarse debidamente la amplitud adoptada para dicha zona. Las secciones resultantes de aplicar este criterio se dimensionarán para la sollicitación total existente, es decir, para la combinación de esfuerzos resultantes en la sección como pertenecientes 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 las láminas sometidas a soleamiento por una de sus caras, los efectos de las diferencias de temperatura entre trasdós e intradós pueden llegar a ser importantes, especialmente si el paramento exterior no está protegido frente a la radiación solar. Efectos análogos pueden presentarse si la lámina ha de estar sometida a un caldeoamiento artificial por una cara o paramento.

**56.3. Disposiciones relativas al hormigón.**

La resistencia característica del hormigón utilizado en la construcción de láminas estará comprendida entre 200 y 400 kp/cm<sup>2</sup>.

Salvo justificación en contrario, no se construirán láminas con espesores de hormigón menores de los siguientes:

- Láminas plegadas: 9 cm.
- Láminas de simple curvatura: 7 cm.
- Láminas de doble curvatura: 5 cm.

Admitiéndose rebajar dichos límites en el caso de pequeñas unidades laminares prefabricadas, si bien se recomienda no emplear nunca espesores menores de 3 cm.

La terminación del encofrado, la ejecución del hormigón, la puesta en obra del mismo y las operaciones de desencofrado se ajustarán a las más estrictas normas de buena práctica, debiendo evitarse todo movimiento accidental de la lámina encofrada durante la construcción.

**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.**

Las disposiciones que a continuación se incluyen tienen un carácter recomendativo:

a) En aquellas zonas de la lámina en que sean determinantes los esfuerzos membrana, y salvo justificación especial, el trazado de las armaduras no deberá desviarse en más de 10° de la dirección de los esfuerzos principales de tracción.

b) Las armaduras de la lámina se colocarán en posición rigurosamente simétrica respecto a la superficie media de la misma.

c) La cuantía mecánica en cualquier sección de la lámina cumplirá la limitación:

$$\omega \leq 0,30 + \frac{50}{f_{cd}}$$

En la que  $f_{cd}$  es la resistencia de cálculo del hormigón a compresión, expresada en kp/cm<sup>2</sup>.

d) Si el espesor de la lámina es igual o superior a 7 cm se dispondrán, próximas a los paramentos y en posición simétrica

respecto a la superficie media, dos mallas ordinarias formadas, como mínimo, por alambres Ø 8 a 30 cm. entre sí o dos mallas electrosoldadas de alambres Ø 5 a 20 cm. entre sí. Si el espesor de la lámina es inferior a 7 cm., podrán sustituirse las dos mallas mencionadas por una sola, colocada en la superficie media.

En uno y otro caso, estas mallas podrán descontarse de las armaduras exigidas por el cálculo.

e) La distancia entre armaduras principales no será superior a:

- Tres veces el espesor de la lámina si se dispone una malla en la superficie media.
- Cinco veces el espesor de la lámina si se disponen mallas junto a los dos paramentos.

f) Los recubrimientos de las armaduras cumplirán las condiciones generales exigidas en 13.3, admitiéndose reducirlos para barras de Ø ≤ 14 a los valores siguientes:

- En paramento exterior con superficie protegida: 1 cm.
- En paramento exterior con superficie no protegida: 1,5 cm.
- En paramento interior con ambiente seco: 1 cm.

**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.

**ARTICULO 57. CARGAS CONCENTRADAS SOBRE MACIZOS**

**57.1. Tensión de contacto localizada:**

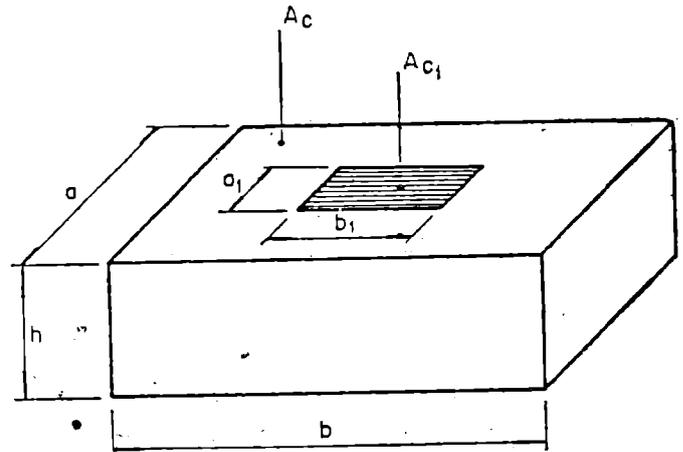
La fuerza máxima de compresión que en estado límite último puede actuar sobre una superficie restringida, figura 57.1, de área  $A_{c1}$  situada concéntrica y homotéticamente sobre otra área  $A_c$ , supuesta plana, puede ser calculada por la fórmula:

$$N_u = A_{c1} f_{cd} \sqrt{\frac{A_c}{A_{c1}}} \geq 3,3 A_{c1} f_{cd}$$

Siempre y cuando el elemento sobre el que actúe la carga no presente huecos internos y que su espesor  $h$ , sea:  $h \geq \frac{2 A_c}{u}$

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.



**Fig. 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:

$$A_c = a \cdot b$$

$$A_{c1} = a_1 \cdot b_1$$

La capacidad mecánica de las armaduras será:

$$A_{sa} f_{yd} = 0,3 N_d \left( \frac{a - a_1}{a} \right) \text{ en sentido paralelo a } \cdot a \cdot$$

$$A_{sb} f_{yd} = 0,3 N_d \left( \frac{b - b_1}{b} \right) \text{ en sentido paralelo a } \cdot b \cdot$$

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 correspondiera 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:

$$\frac{f_{ct} \cdot k}{2}$$

siempre que el hormigonado se efectúe sin discontinuidades y que los efectos de retracción sean poco importantes.

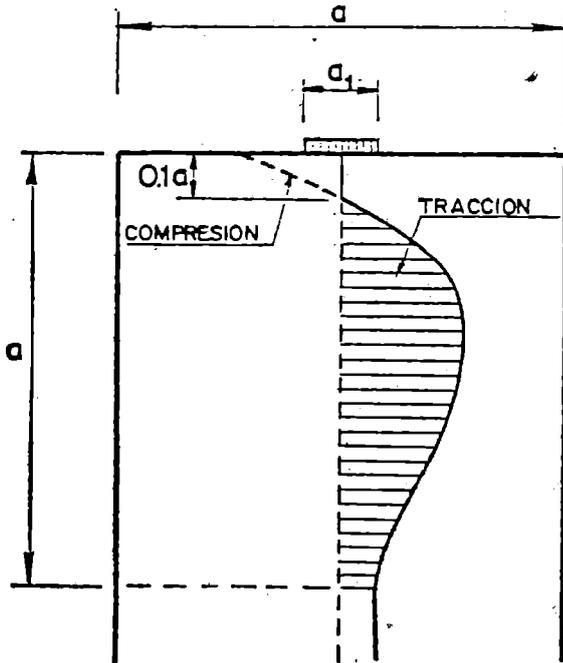


Fig. 57.2

**ARTICULO 58. ZAPATAS, ENCEPADOS Y LOSAS DE CIMENTACION**

**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 58. 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 32, 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 (figs. 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  $2 h$ .

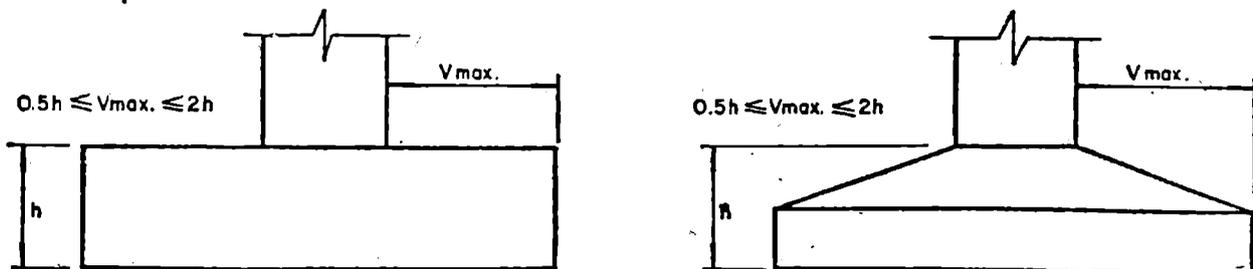


Fig. 58.3.a

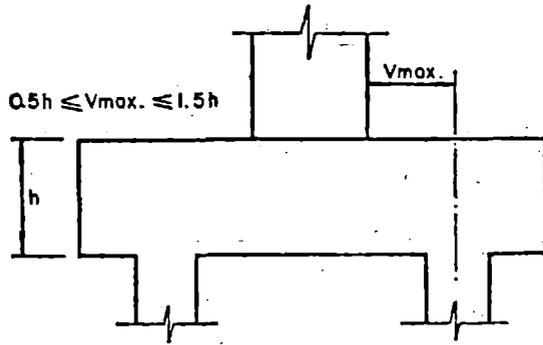


Fig. 58.3.b

- 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 podrán en ningún caso proyectar encepados de hormigón en masa apoyados sobre pilotes.

58.4. Encepados y zapatas tipo I.

Este apartado se refiere al proyecto de zapatas y encepados del tipo I.

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<sub>1</sub>.

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<sub>1</sub> situada en la cara del soporte o del muro (figura 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.

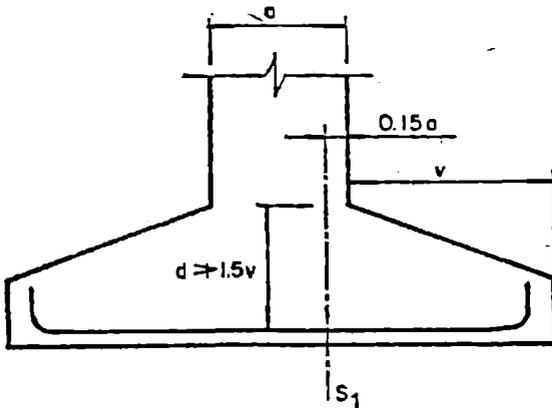


Fig. 58.4.1.1.a

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<sub>1</sub> (fig. 58.4.1.1.b).

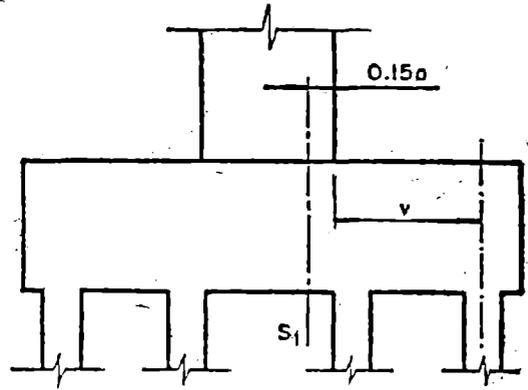


Fig. 58.4.1.1.b

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.

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 (figura 58.4.1.1.c).

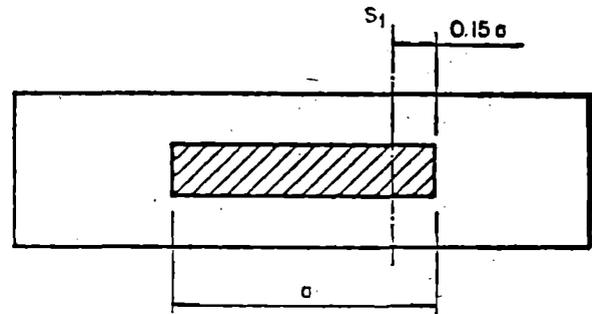


Fig. 58.4.1.1.c

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<sub>1</sub> definida en el apartado anterior (fig. 58.4.1.1.1).

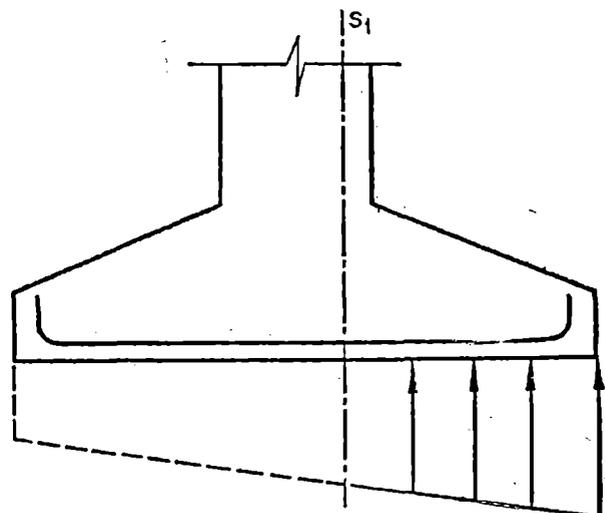


Fig. 58.4.1.1.1

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 36.

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.

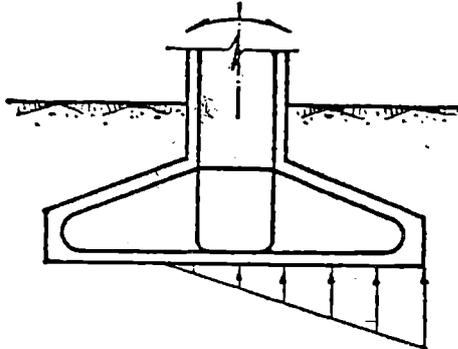


Fig. 58.4.1.1.2

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 las barras rectas sin doblar, en el borde de la zapata.

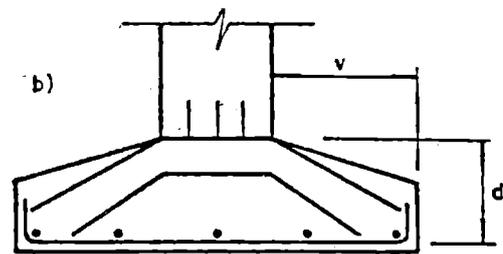
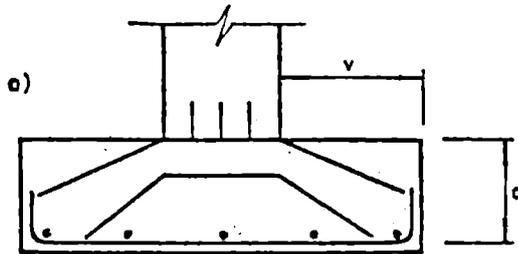


Fig. 58.4.1.1.3

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.

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  $\frac{2b'}{a' + b'}$

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).

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  $a + 2h$ .

$b' \leq a + 2h$

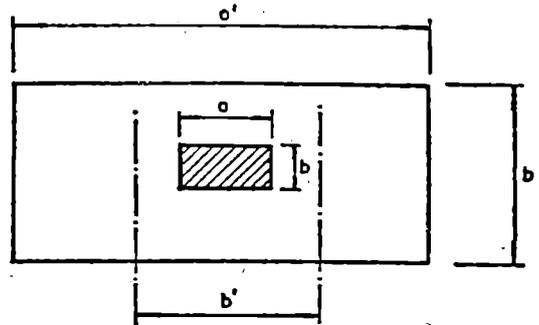


Fig. 58.4.1.2.a

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.

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).

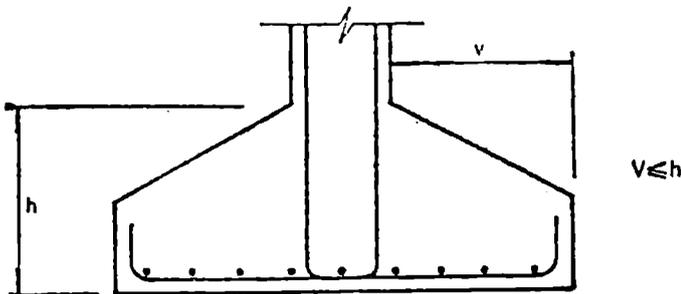


Fig. 58.4.1.2.b

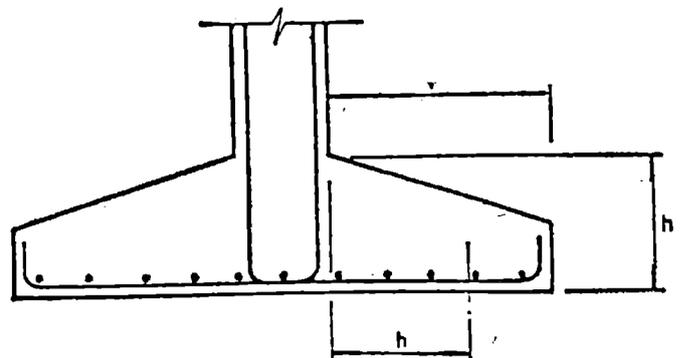


Fig. 58.4.1.2.c

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).

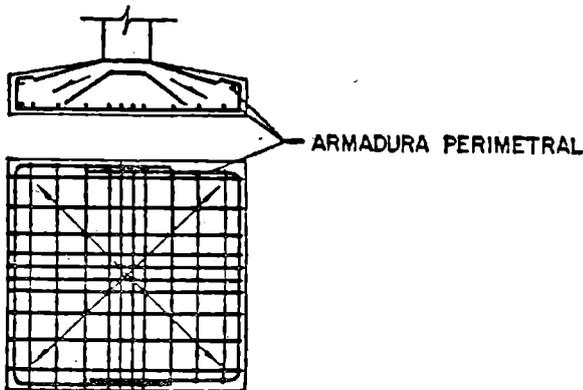


Fig. 58.4.1.2.

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 hecía 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 (figura 58.4.1.3.1.a).

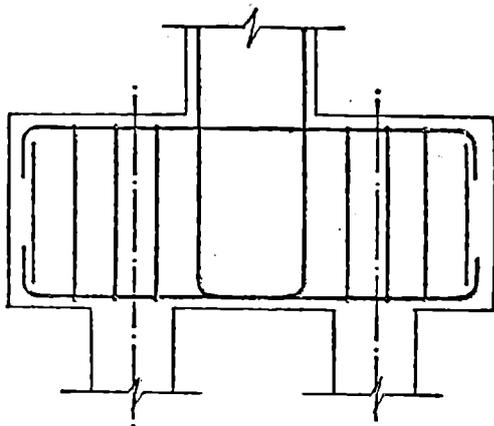


Fig. 58.4.1.3.1.a

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).

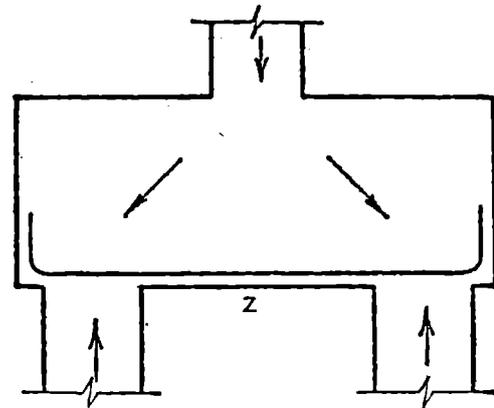


Fig. 58.4.1.3.1.b

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 traccionada 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.

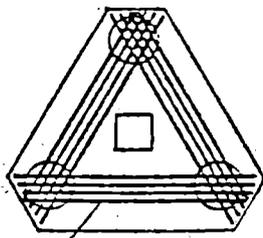
Comentarios.

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.

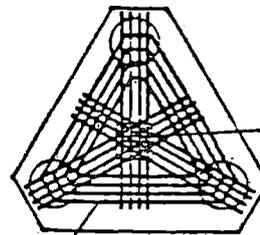
En encepados, solicitados con cargas portantes apreciables, se recomienda disponer además una armadura perimetral de tracción que zunche el conjunto de las bielas espaciales de compresión que se forman, evitando así la fisuración prematura de las caras laterales del encepado.

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.

### SOBRE 3 PILOTES

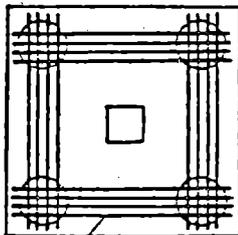


ARMADURA EN BANDAS O FAJAS

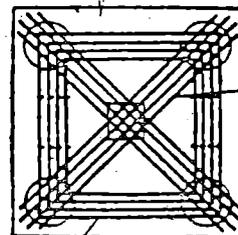


ARMADURA SEGUN LAS MEDIANAS

### SOBRE 4 PILOTES

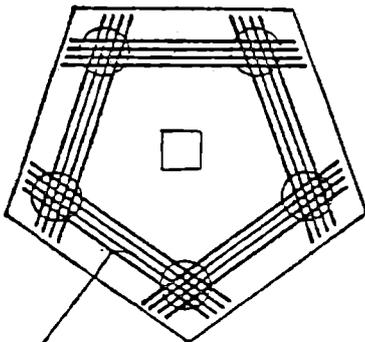


ARMADURA EN BANDAS O FAJAS

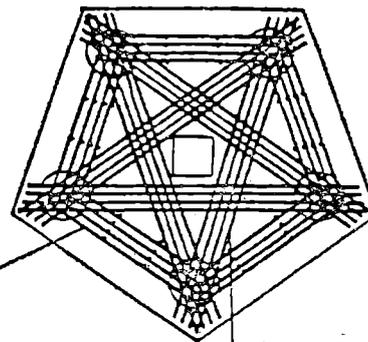


ARMADURA SEGUN LAS DIAGONALES

### SOBRE 5 PILOTES

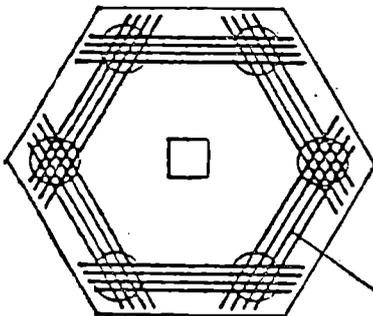


ARMADURA EN BANDAS O FAJAS

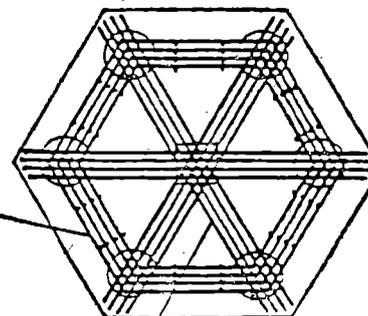


ARMADURA SEGUN UNA ESTRELLA

### SOBRE 6 PILOTES



ARMADURA EN BANDAS O FAJAS



ARMADURA SEGUN LAS DIAGONALES

Fig. 58.4.1.3.2.1.a

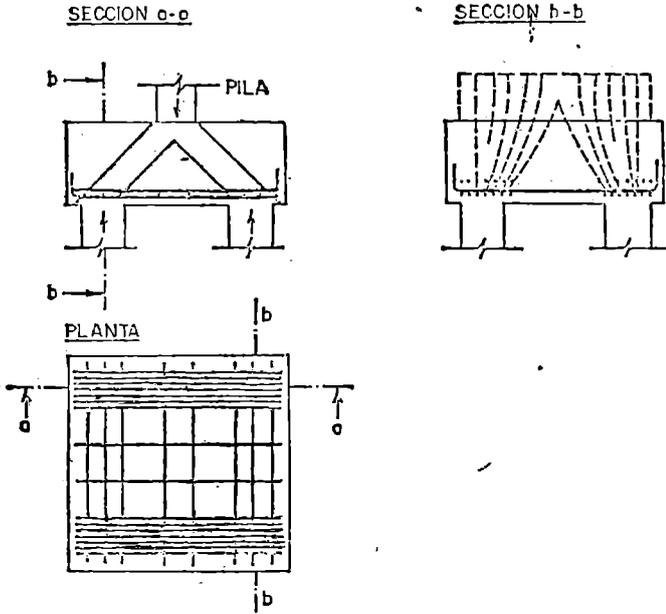


Fig. 58.4.1.3.2.1.b

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.

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.

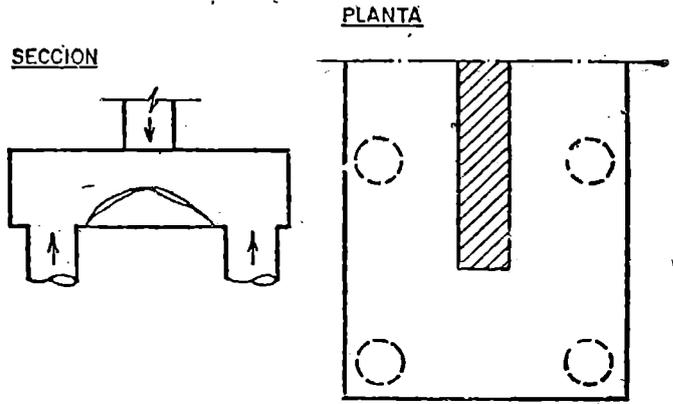


Fig. 58.4.1.3.2.1.c

La armadura de suspensión, en su totalidad, se recomienda dimensionarla para una fuerza no inferior al valor  $\frac{N}{1,5n}$  con

$n \geq 3$ , siendo:  
 $N$  = reacción del soporte, pila o pilar;  
 $n$  = 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 SUSPENSION

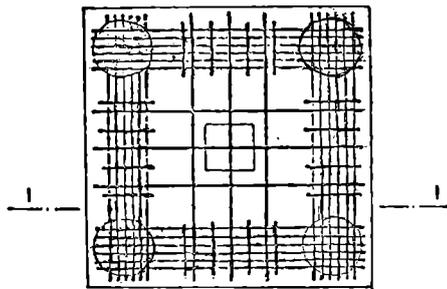
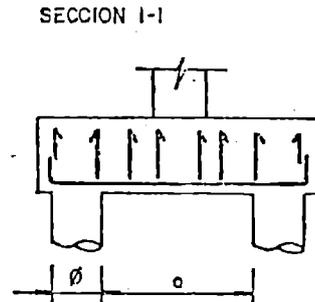


Fig. 58.4.3.2.1.d



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).

El área en centímetros cuadrados de una barra de esta retícula viene dada por la expresión:

$A = 0,0025 b't$  para el caso de barras lisas.  
 $A = 0,002Q b't$  para el caso de barras corrugadas.

En estas expresiones  $b'$  es el ancho del encepado en centímetros y  $t$  es la separación entre las barras de la retícula en centímetros, medida tanto en dirección horizontal como en vertical. Si  $b'$  fuese mayor que la mitad del canto total  $h$ , se

sustituirá  $b'$  por  $\frac{h}{2}$  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).

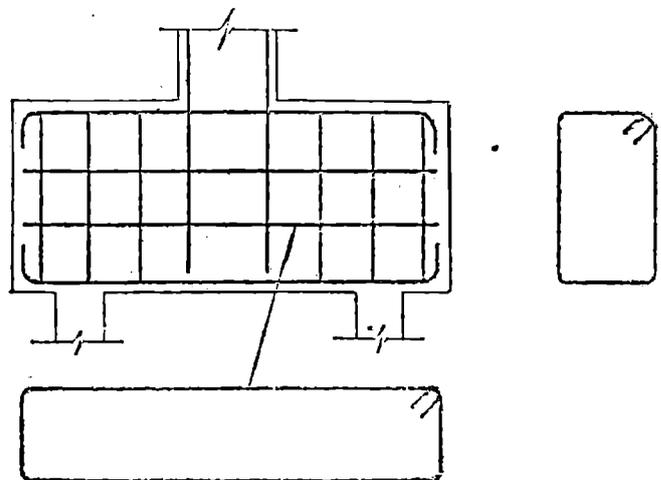


Fig. 58.4.1.3.2.2.a

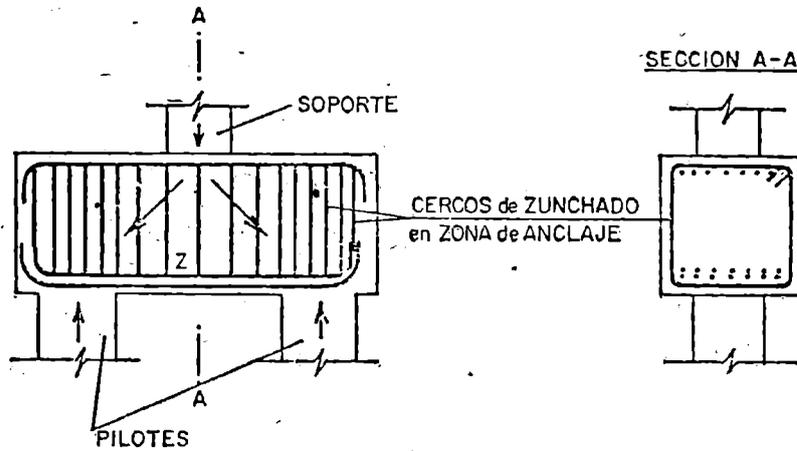


Fig. 58.4.1.3.2.2.b

**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 solicitaciones 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:

$$\tau_b = \frac{V_{d1}}{0,9 d.n.u} \leq \tau_{bd}$$

Siendo:

$V_{d1}$  = esfuerzo cortante mayorado, por unidad de longitud, en la sección de referencia  $S_2$  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.

$\tau_b$  = tensión tangencial de adherencia.

$\tau_{bd}$  = resistencia de cálculo para la adherencia.

Para barras corrugadas  $\tau_{bd} = 0,95 \sqrt{f_{cd}^2}$ , en la que  $\tau_{bd}$  y  $f_{cd}$  vienen expresadas en  $\text{kp/cm}^2$ .

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  $S_2$ .**

**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  $d$  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 situará 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  $1,5 \cdot v_1$  (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).

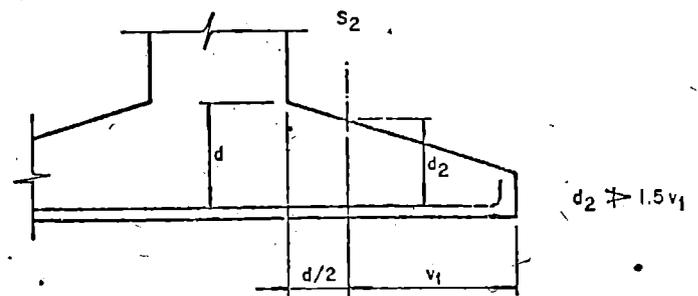
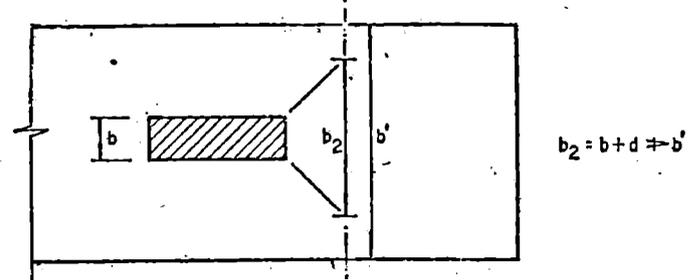


Fig. 58.4.3.1.1.a

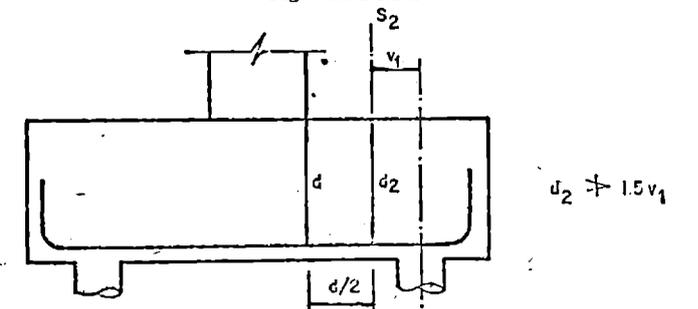


Fig. 58.4.3.1.1.b

**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 mis-

mas 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  $v$ , 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).

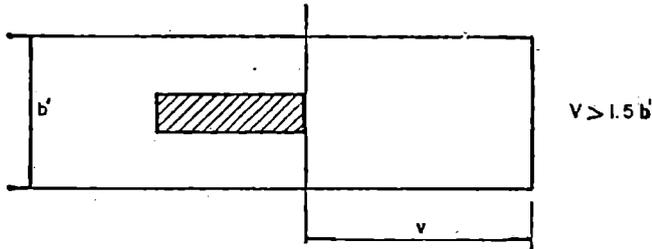


Fig. 58.4.3.1.2

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 también habrán de cumplir las limitaciones geométricas generales definidas en 58.3.

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 totalmente 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.

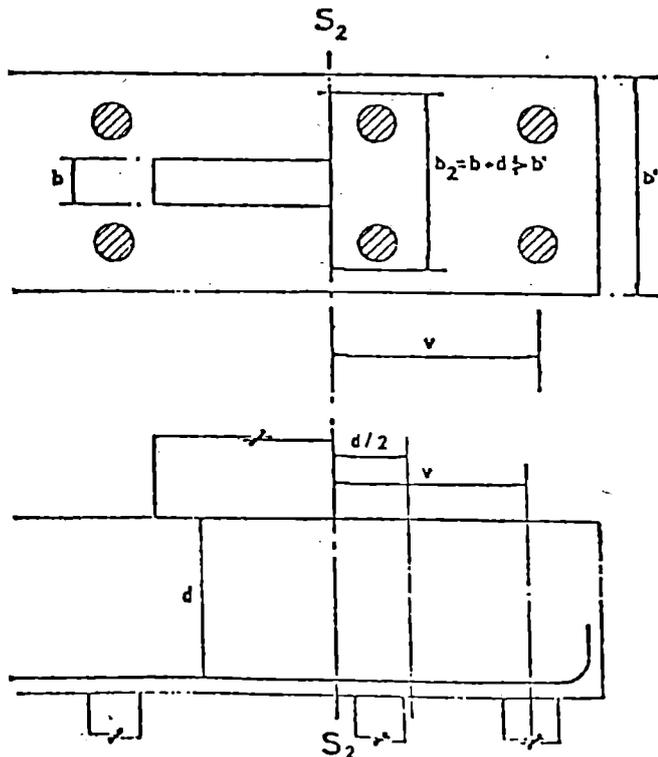


Fig. 58.4.3.1.3

58.4.3.2. Cálculo del esfuerzo cortante.

El cortante máximo que se considera en el cálculo de zapatas y encepados tipo 1, 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 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:

$$V_{d2} \leq 2b_2d_2f_{cv}$$

en donde:

$V_{d2}$  = el 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 cumplir la 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 (figura 58.4.3.3.2.).

En la expresión anterior, las unidades a emplear serán kp y cm.

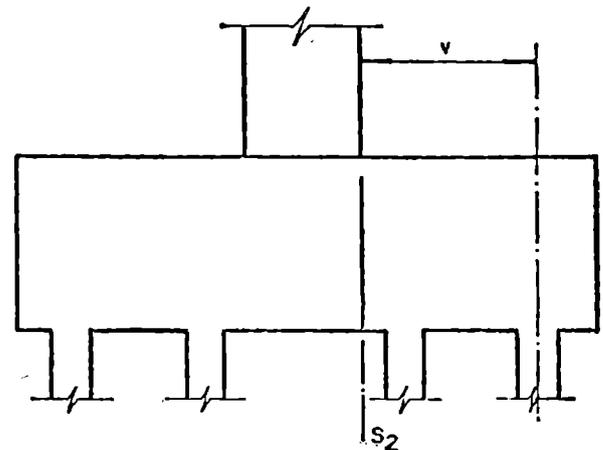


Fig. 58.4.3.3.2

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  $d_1$  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:

$$b'_2 = \emptyset + d_1$$

en donde:

$\emptyset$  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.

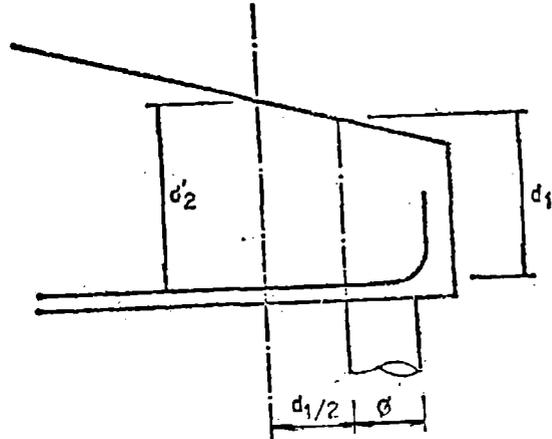
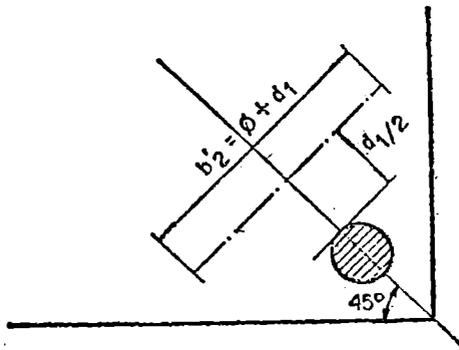


Fig. 58.4.3.3.3

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:

$$V_d \leq 1.70 b'_2 d'_2 f_{cv}$$

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 61.

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 rectangulares, 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  $\frac{2 b'}{a' + b'}$  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 aldo 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  $a + 2h$  (figura 58.6.1).

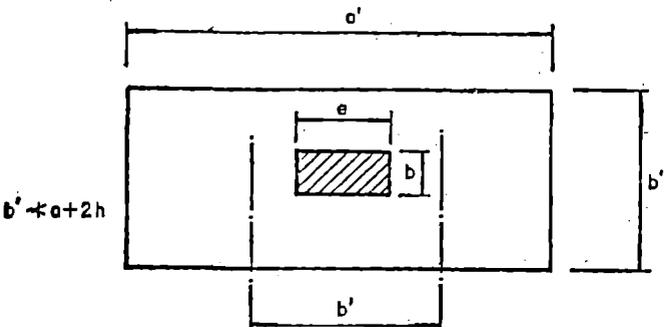


Fig. 58.6.1

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 mayor a la requerida por el cálculo  $A_{stic}$ , que viene dada por la expresión siguiente:

$$A_{stic} = \frac{2 A_s a'}{a' + b'}$$

con  $b' \leq a + 2h$ , como se establece en el articulado.

58.6.2. Cálculo a cortante.

La resistencia a 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 inclinada que se extiende en un plano a todo el ancho de la losa.

58.6.2.2. Cálculo a punzonamiento.

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  $4 f_{cv}$ .

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.

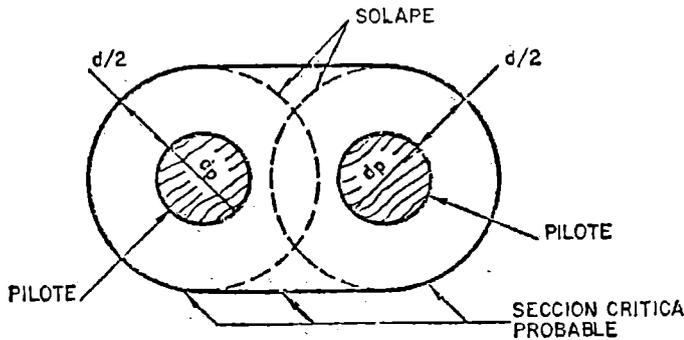


Fig. 58.6.2.2

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 42.

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 de 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 regida 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  $f_{ct, a}$  dado en 46.3.

A efectos de la comprobación a punzonamiento, se tomará el valor  $2f_{ct, a}$ .

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 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 armaduras 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  $\rho$  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  $\rho$  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 $f_y > 4.100$ kp/cm <sup>2</sup> ... ..	$\rho \geq 0,0018 \frac{4.100}{f_y}$

En la fórmula anterior  $f_y$  se expresará en kp/cm<sup>2</sup> y  $\rho$  viene dado por:

$$\rho = \frac{A_{s1} + A_{s2} + A_{s3}}{A_c} \text{ en donde:}$$

- $A_{s1}$  = Área de la sección de la armadura en tracción en cm<sup>2</sup>/ml. en la dirección en estudio.
- $A_{s2}$  = Área de la sección de la armadura en compresión en cm<sup>2</sup>/ml. en la dirección en estudio.
- $A_{s3}$  = Área de la sección de la armadura a disponer en las caras laterales en cm<sup>2</sup>/ml. en la dirección en estudio.
- $A_c$  = Área de la sección de hormigón ortogonal a las armaduras en cm<sup>2</sup>/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 38.

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 de 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 61.

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.

ARTICULO 59. 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 100 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:

$$V_d = 0,10 \cdot b \cdot h \cdot f_{cd} \text{ si } h \leq 1 \text{ ó } V_d = 0,10 \cdot b \cdot l \cdot f_{cd} \text{ si } h > 1$$

En vigas de gran canto de uno o varios vanos de igual longitud y solicitadas por una carga uniformemente repartida, actuando en su plano medio, las limitaciones anteriormente expuestas se reducen a:

$$b \geq \frac{l_0}{8} \cdot \sqrt{\frac{q_d}{f_{cd} \cdot h}}$$

$$b \geq \frac{l_0}{0,2} \cdot \frac{q_d}{f_{cd} \cdot h}$$

donde:

- $b$  = anchura o espesor de la viga.
- $h$  = canto total de la viga.
- $l_0$  = 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.

La primera de las dos limitaciones establecidas para la anchura  $b$  se deriva de la condición de no pandeo de la pieza:

$$b \geq \frac{\lambda^2 \cdot q_d \cdot l}{f_{cd} \cdot h} \text{ con } \lambda = \frac{1}{10 \sqrt{2 \cdot b}}$$

Esta limitación no es necesaria si por disposición constructiva el arriostramiento de la cabeza de compresión es suficiente para impedir su pandeo.

Por su parte, la segunda de las limitaciones establece la condición mínima de resistencia del hormigón, tanto a flexión como a esfuerzo cortante.

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

$$z = 0,2 (1 + 2h) \text{ si } 1 \leq \frac{l}{h} \leq 2$$

$$z = 0,6l \text{ si } \frac{l}{h} < 1$$

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  $0,25 h - 0,05 l$  con  $h > 1$ , medida a partir de la cara inferior de la viga de gran canto (ver fig. 59.4.1).

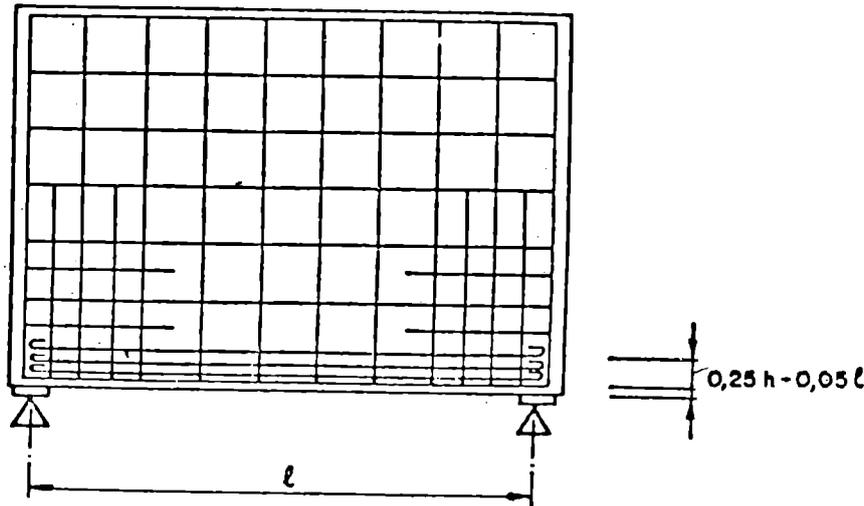


Fig. 59.4.1

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

$$z = 0,2 (1 + 1,5 h) \text{ si } 1 \leq \frac{l}{h} \leq 2,5$$

$$z = 0,5l \text{ si } \frac{l}{h} < 1$$

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 deben 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.

tes. La otra mitad puede ser interrumpida a una distancia del paramento del apoyo considerado igual a la más pequeña de las dos dimensiones,  $0,4 h$  y  $0,4 l$ , del vano correspondiente.

Si la luz 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  $0,20 h$ , se colocará

$$\text{la fracción } \frac{1}{2} \left( \frac{l}{h} - 1 \right)$$

de la sección total de la armadura principal horizontal.

— En la banda intermedia situada entre las cotas  $0,20 h$  y  $0,80 h$ , se colocará el resto de la sección total de la armadura principal horizontal.

Si la luz ( $l$ ) es menor que el canto total ( $h$ ), se dispondrá:

— En la zona superior situada más arriba de la cota  $l$ , un enrejado de armaduras ortogonales en el que las barras horizontales deben ser preponderantes.

— Entre las cotas  $0,2 l$  y  $l$ , la armadura 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 ge-

neralmente a estos estribos secciones superabundantes. Por otra parte, estos estribos deben envolver, sin discontinuidad, a las barras de la armadura principal inferior y ser prolongados, con toda su sección, en toda la altura de la viga de gran canto (o en una longitud igual a la luz, si esta última es inferior al canto total). En la proximidad inmediata de los apoyos, la longitud de estos estribos puede reducirse ligeramente.

**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:

$$A_h = 0,0025 b \cdot s_h \text{ ó } A_v = 0,0025 \cdot b \cdot s_v$$

en el caso de barras lisas, y

$$A_h = 0,002 b \cdot s_h \text{ ó } A_v = 0,002 \cdot b \cdot s_v$$

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.

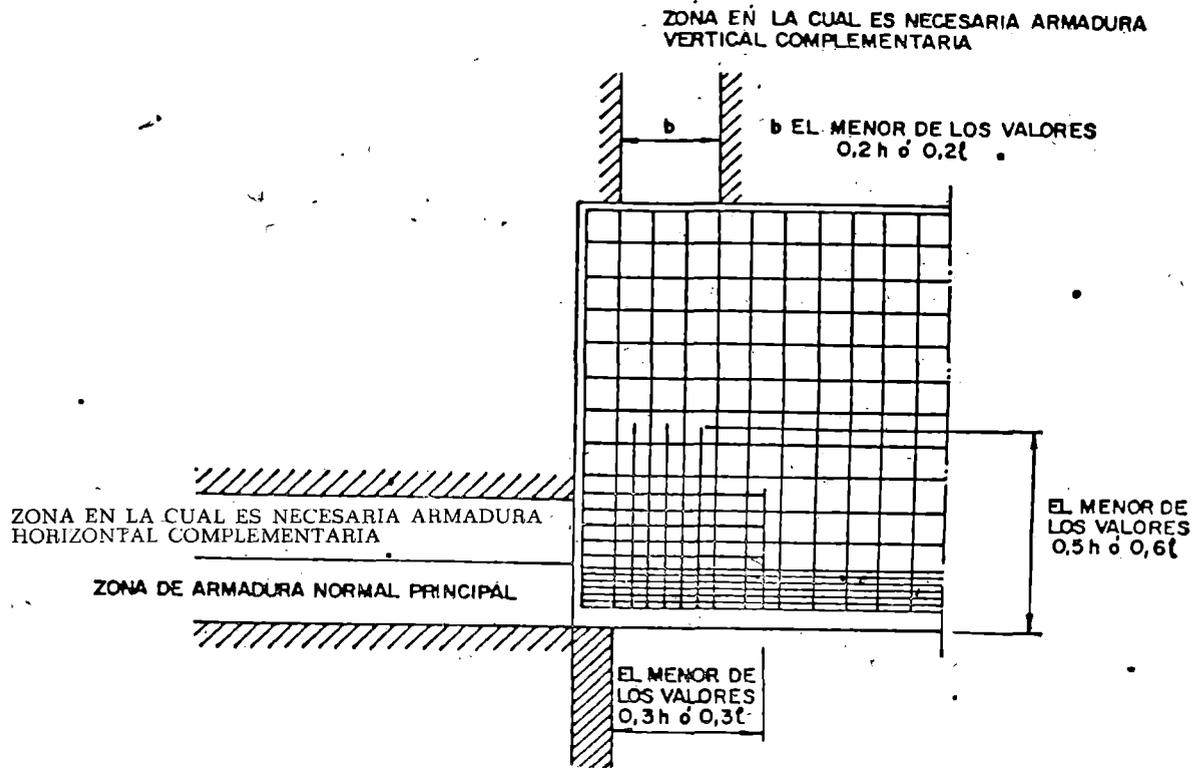


Fig. 59.5.1

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  $0,8 V_a$ . 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.

**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  $h$  o  $l$ . En los casos de cargas particularmente importantes, una parte de la armadura de suspensión puede estar formada por barras levantadas (con gran radio de curvatura, al menos igual a  $20 \varnothing$ ); 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.

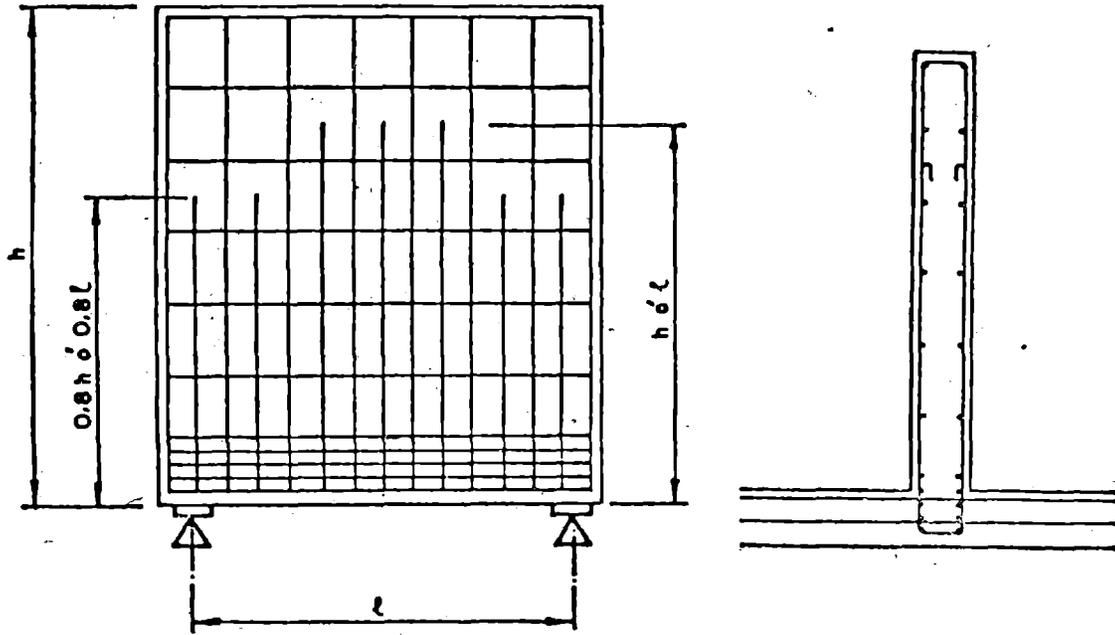


Fig. 59.5.2

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
  - $1,20 b (a + 2h_f) f_{cd}$  (en los casos de apoyos intermedios),
- donde:

$b$  = anchura de la viga de gran canto.  
 $a$  = altura del apoyo considerado, no mayor que  $1/5$  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 del cálculo del acero, un esfuerzo de tracción igual a  $Q/4$ .

Esta armadura debe estar uniformemente repartida en toda la altura respectiva de cada una de estas bandas y dispuesta conforme a la figura 59.7.

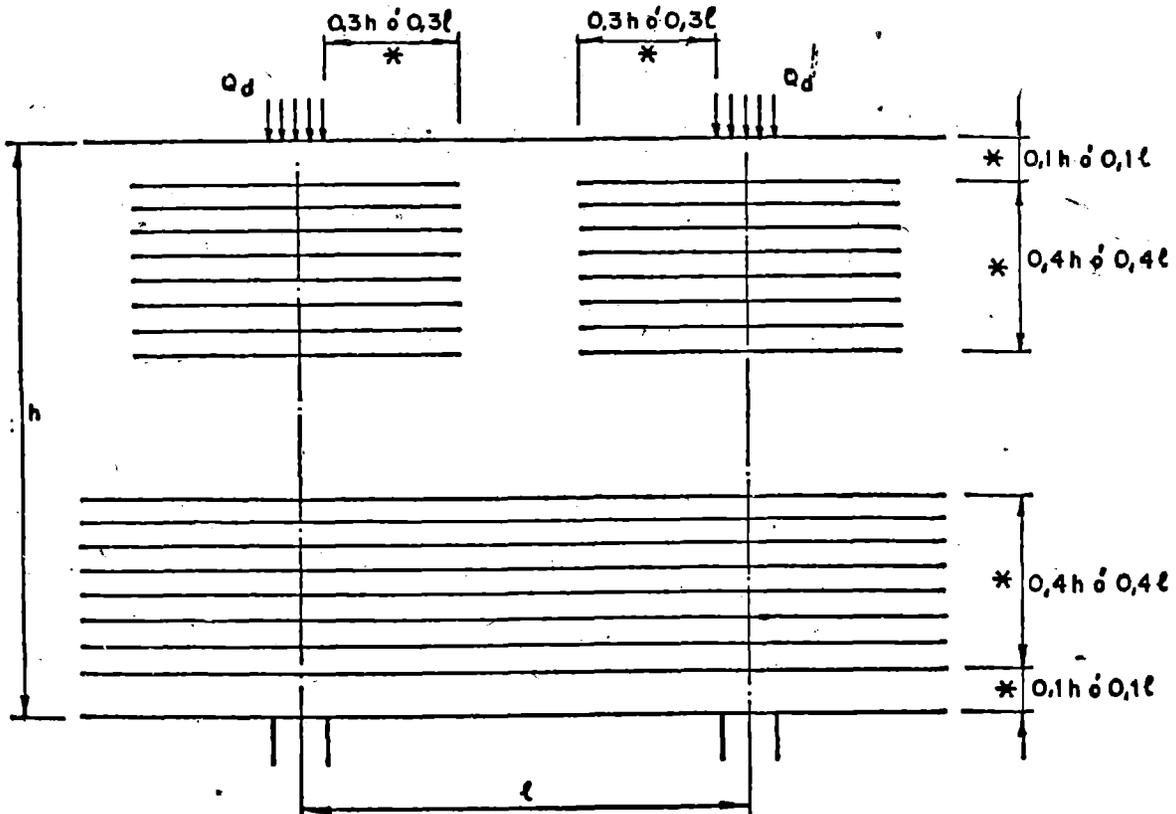


Fig. 59.7

\* 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:

$$\frac{Q_d}{2} \cdot \frac{l-2a}{l}; \frac{Q_d}{2} \cdot \frac{h-2a}{h}$$

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:

$$Q_d \frac{l-a}{l} \text{ o } Q_d \frac{h-a}{h}$$

ARTICULO 60. SOPORTES COMPUESTOS

Se definen como compuestos los soportes de hormigón cuya armadura está fundamentalmente constituida por perfiles metálicos. El proyecto y ejecución de estos soportes deberán ajustarse a las normas generales de buena práctica que a continuación se indican:

- a) El hormigón empleado poseerá una resistencia característica no inferior a 175 kp/cm<sup>2</sup>.
- 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 cinco centímetros.
- e) Si en un mismo soporte se disponen dos o más perfiles se colocarán de forma que queden separados entre sí cinco centímetros por lo menos y se arriostarán unos con otros mediante presillas u otros elementos de conexión colocados en las secciones extremas y en cuantas secciones intermedias resulte necesario.
- f) Cuando los perfiles empleados sean de sección hueca, o se agrupen formando una sección de este tipo deberán rellenarse de hormigón convenientemente compactado.

La comprobación de compresión simple en soportes compuestos se efectuará mediante la relación:

$$1,20 \cdot N_d = N_u = 0,85 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd} + A_p \cdot f_{ydp} \quad (1)$$

siendo:

- N<sub>d</sub> = esfuerzo axil de cálculo.
- N<sub>u</sub> = esfuerzo axil último.
- A<sub>c</sub> = sección neta de hormigón, es decir, descontando la sección de los perfiles.

- A<sub>s</sub> = sección total de las barras longitudinales.
- A<sub>p</sub> = sección total de los perfiles.
- f<sub>ydp</sub> = 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 axil de cálculo N<sub>d</sub> de un coeficiente de seguridad complementario γ<sub>n</sub> = 1,20, para tener en cuenta la incertidumbre que existe en el punto de aplicación de la carga.

ARTICULO 61. MENSULAS 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<sub>1</sub>, en la cara exterior de la ménsula, 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<sub>d</sub> = F<sub>vd</sub>, una tracción horizontal N<sub>d</sub> = F<sub>hd</sub> ≤ F<sub>vd</sub>, y un momento flector M<sub>d</sub> = F<sub>vd</sub> · a + F<sub>hd</sub> (h - d) (fig. 61.2.1).

Si la acción horizontal F<sub>hd</sub> no pudiese ser definida con precisión, se podrá tomar para la misma un valor F<sub>hd</sub> = 0,2 F<sub>vd</sub>.

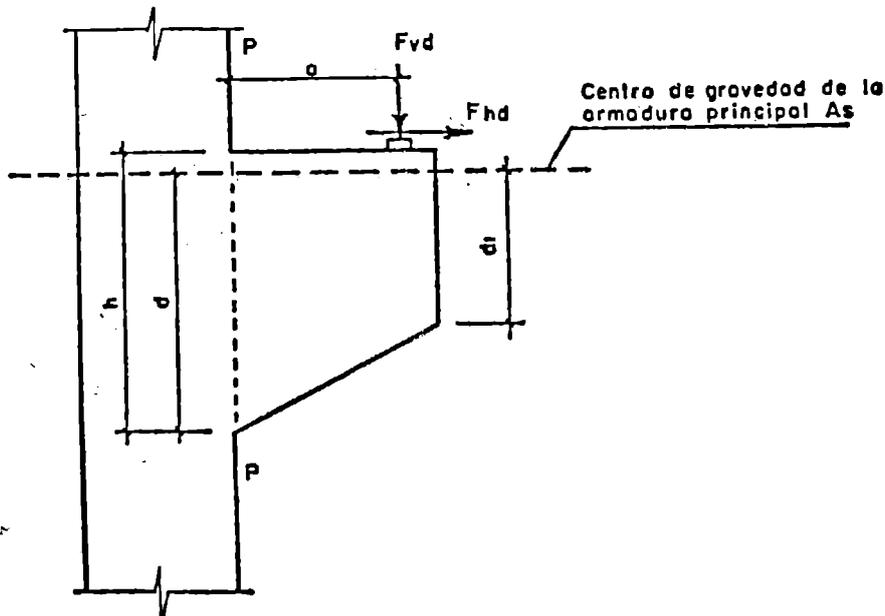


Fig. 61.2.1

## Comentarios.

La fuerza de tracción  $F_{hd}$  puede ser debida a acciones indirectas y su cálculo preciso encerrará 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:

$$\begin{aligned} A_s &= A_{sf} + A_{sn} \\ A_s &= 2/3 A_{sv} + A_{sn} \\ A_s &= 0,004 b \cdot d \end{aligned}$$

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.

61.2.2.1. Cálculo de  $A_{sf}$ .

El cálculo de la armadura de flexión  $A_{sf}$ , necesaria para resistir el momento flector de  $M_d$ , se calculará de acuerdo con lo establecido en los artículos 36 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  $A_{sv}$  se calculará aplicando la regla de cosido al plano P (fig. 61.2.1) de unión entre la ménsula y el pilar.

Será:

$$A_{sv} \geq \frac{V_d}{f_{yd} (\cotg \theta \sen \alpha + \cos \alpha)}$$

y  $\tau_d \leq 0,6 f_{cd} \sen^2 \theta (\cotg \alpha + \cotg \theta)$  con  $\cotg \alpha \geq 0,6$  siendo

$$\tau_d = \frac{V_d}{b \cdot d} \geq 50 \text{ Kp/cm}^2$$

$$f_{yd} \geq 4200 \text{ kp/cm}^2$$

$\alpha$  = ángulo que forman con el plano P, las armaduras que atraviesan el mismo.

$b$  = ancho de la ménsula en la cara del pilar.

$\theta$  = ángulo de inclinación sobre el plano P de las compresiones oblicuas. El valor de éste ángulo se deducirá de las expresiones siguientes:

$\cotg \theta = 1,4$  si se hormigona la ménsula monolíticamente con el pilar.

$\cotg \theta = 1$  si se hormigona la ménsula sobre el hormigón del pilar endurecido.

$\cotg \theta = 0,7$  en otros casos.

## Comentarios.

Si se hormigona la ménsula sobre un hormigón ya endurecido la superficie de éste deberá dejarse en forma rugosa. La profundidad de las rugosidades deberá tener un valor comprendido entre 0,5 y 1 cm.

El valor de  $\cotg \theta = 0,7$ , se tomará en aquellos casos en que se transmita al pilar un esfuerzo por intermedio de una chapa de acero. El procedimiento establecido en 61.2.2.3 permite calcular las armaduras necesarias para la transmisión del esfuerzo al pilar.

En el caso expuesto en el párrafo anterior, la superficie de la chapa de acero en contacto con el hormigón deberá encontrarse limpia y exenta de pintura.

## 61.2.3. Armaduras secundarias.

Se colocarán armaduras en forma de cercos o estribos paralelos a la armadura principal. El área total de estas armaduras será mayor o igual que  $0,5 (A_s - A_{sn})$  y se distribuirá uniformemente en los  $2/3$  superiores del canto  $d$ , a partir de la armadura principal.

## 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  $\emptyset$  de la barra (fig. 61.3.b).

c) Doblando la armadura horizontalmente de forma que rodee el área cargada (fig. 61.3.c).

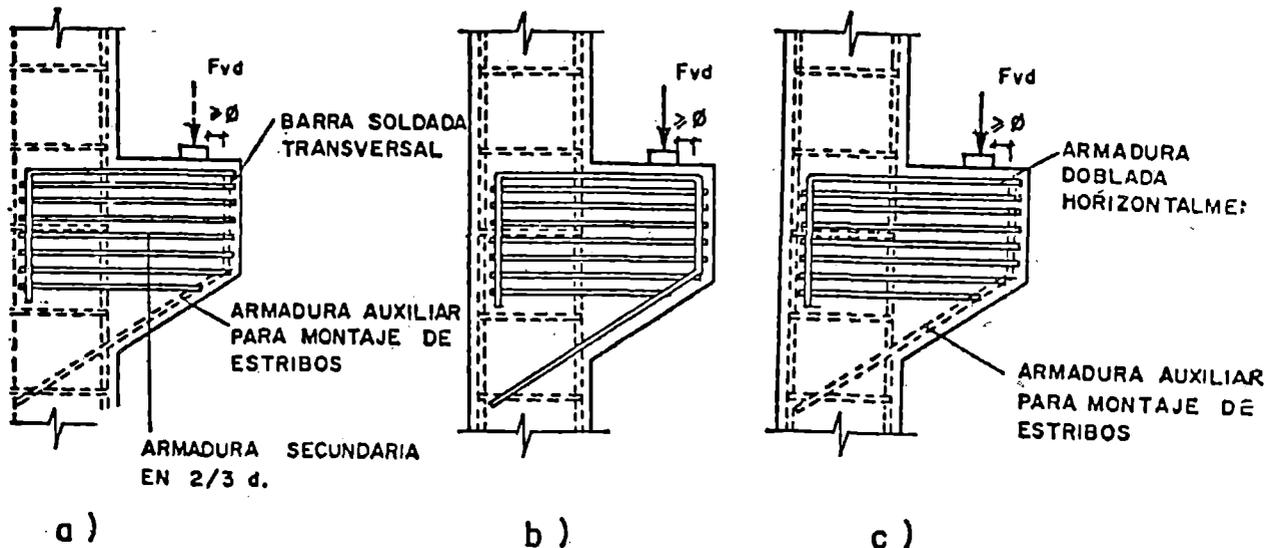


Fig. 61.3

## 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 carga 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 la 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:

$$A_s = \frac{0,6 F_{vd}}{f_{yd} \sen \alpha}$$

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.

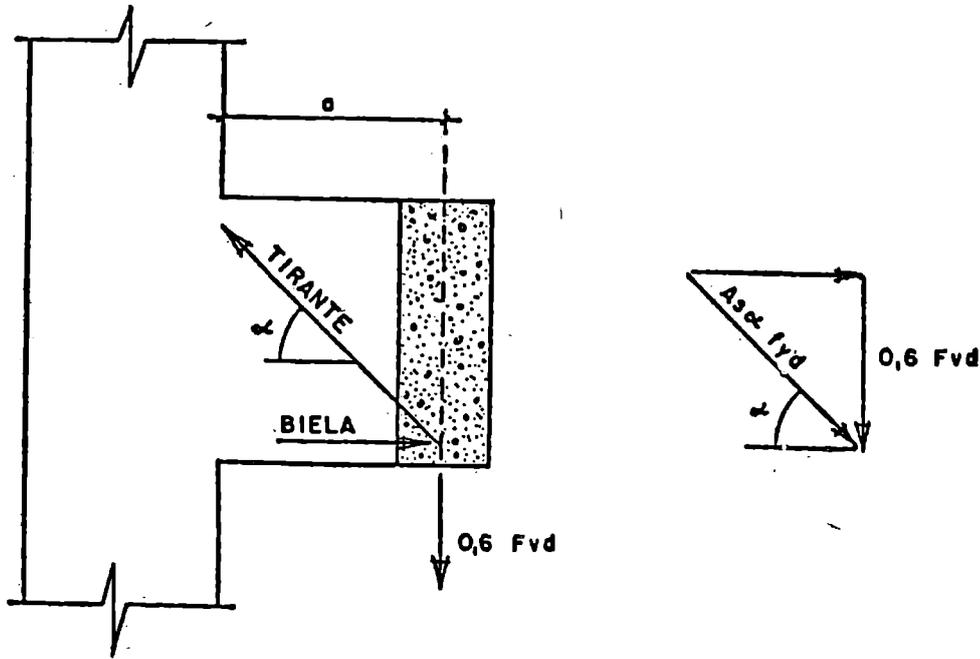


Fig. 61.4.1

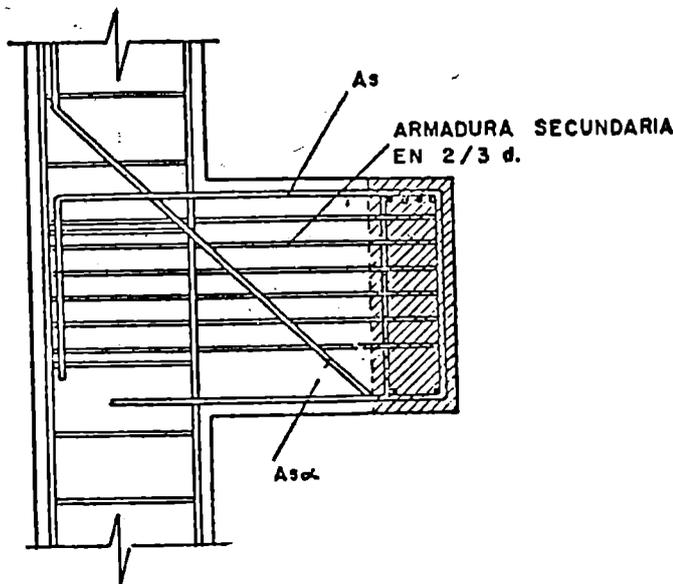


Fig. 61.4.2

TITULO TERCERO

Del control

CAPITULO IX

Control de materiales

ARTICULO 62. CONTROL DE CALIDAD

En esta Instrucción se establece con carácter preceptivo el control de la calidad del hormigón y de sus materiales componentes: del acero y de la ejecución de la obra.

El fin del control es verificar que la obra terminada tiene las características de calidad especificadas en el proyecto, que serán las generales de esta Instrucción más las específicas contenidas en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares.

Comentarios.

El título tercero 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.

ARTICULO 63 CONTROL DE LOS COMPONENTES DEL HORMIGON

63.1. Cemento.

Especificaciones. Las del artículo 5.º de esta Instrucción más las contenidas en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares.

Toma de muestras: Se realizará según el Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para la Recepción de Cementos.

Ensayos.

a) Antes de comenzar el hormigonado o si varían las condiciones de suministro, y cuando lo indique el Director de la obra.

Se realizarán los ensayos físicos, mecánicos y químicos previstos en el Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para la Recepción de Cementos, además de los previstos en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares.

b) Durante la marcha de la obra:

Cuando lo indique el Director de la obra; una vez cada tres meses de obra; y como mínimo tres veces durante la ejecución de la obra; se comprobará al menos pérdida al fuego, residuo insoluble, finura de molido, principio y fin de fraguado, resistencia a flexotracción y compresión y expansión en autoclave, según el Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para la Recepción de Cementos.

La exigencia b) se sustituirá por el certificado de ensayo previsto en 5.1 cuando el cemento esté en posesión del DISCAL (Orden del Ministerio de Industria de junio de 1984, «Boletín Oficial del Estado» de 8 de julio, y Resolución de la Dirección General de Industrias de la Construcción de 31 de diciembre de 1985, «Boletín Oficial del Estado» de 14 de enero de 1986).

Criterios de aceptación o rechazo. El no cumplimiento de algunas de las especificaciones será condición suficiente para el rechazo de la partida de cemento.

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.

63.2. Agua de amasado.

Especificaciones. Las del artículo 6.º más las contenidas en el pliego de prescripciones técnicas particulares.

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 la obra, se realizarán los ensayos citados en el artículo 6.º.

Criterios de aceptación o rechazo. El no cumplimiento de las especificaciones será razón suficiente para considerar el agua como no apta para amasar hormigón.

63.3. Aridos.

Especificaciones. Las del artículo 7.º, más las contenidas en el pliego de prescripciones técnicas particulares.

Ensayos.

a) Antes de comenzar la obra, si no se tienen antecedentes de los mismos; si varían las condiciones de suministro y siempre que lo indique el Director de obra, se realizarán los ensayos del 7.3, además de los previstos en el pliego de prescripciones técnicas particulares.

b) Durante la obra:

Se prestará gran atención al cumplimiento de lo especificado en 7.2. En caso de dudas, se realizarán los correspondientes ensayos de comprobación.

Criterios de aceptación o rechazo. El no cumplimiento del 7.3 y de las especificaciones es condición suficiente para calificar el árido como no apto para fabricar hormigón.

El no cumplimiento de la limitación del 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 oportuno el Director de la obra, a fin de garantizar que, en tales elementos, no se han formado oquedades o coqueas de importancia que puedan hacer peligrar la sección correspondiente.

63.4. Aditivos.

Especificaciones. Las del artículo 8.º más las particulares que pueda contener el pliego de prescripciones técnicas particulares.

Ensayos.

a) Antes de comenzar la obra se comprobará en todos los casos el efecto del aditivo 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 de compuestos químicos que puedan favorecer la corrosión de las armaduras.

Como consecuencia de lo anterior, se seleccionarán las marcas y tipos 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 utilizado sean precisamente los aceptados según el párrafo anterior.

Criterios de aceptación o rechazo. El no cumplimiento de alguna de las especificaciones será condición suficiente para calificar el aditivo 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.

Comentarios.

Especificaciones. Las prescripciones anteriores vienen a establecer, a falta 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.

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 sí 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.

ARTICULO 64. CONTROL DE LA CALIDAD DEL HORMIGON

El control de la calidad del hormigón amasado 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 expresadas 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.

Comentarios.

Las características de 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.

ARTICULO 65. CONTROL DE LA CONSISTENCIA DEL HORMIGON

Especificaciones. La consistencia será la especificada en el pliego de prescripciones técnicas particulares o la indicada en su momento por el Director de la obra, con las tolerancias que a continuación se indican:

Tipo de consistencia	Tolerancia en cm.
Seca ... ..	0
Plástica ... ..	± 1
Blanda ... ..	± 1
Fluida ... ..	± 2

Ensayos.

Siempre que se fabriquen probetas para controlar la resistencia; en los casos previstos en 69.3 de esta Instrucción (control reducido) y cuando lo ordene el Director de la obra, se determinará el valor de la consistencia mediante el cono de Abrams, de acuerdo con la norma UNE 7103.

Criterios de aceptación o rechazo. El no cumplimiento de las especificaciones implicará el rechazo automático de la amasada correspondiente y la corrección de la dosificación.

Comentarios.

Especificaciones. El control de la consistencia pone en manos del Director de la obra un criterio de aceptación condicionada y de rechazo de las amasadas de hormigón, al permitirle cuantificar anomalías de su dosificación, especialmente por lo que a la relación agua-cemento se refiere.

En el cuadro de tolerancias se establecen las correspondientes a las consistencias desde seca a fluida. En este sentido se recuerda la conveniencia de no emplear, en general, consistencias secas y fluidas por los efectos nocivos que pueden ocasionar a las obras, en un caso por la mayor probabilidad de producir coqueas y en el otro por la pérdida de resistencia subsiguiente.

(Continuará.)

646

REAL DECRETO 2895/1980, de 30 de diciembre, sobre préstamos para la financiación de determinadas viviendas de protección oficial.

Las necesidades específicas de viviendas del personal de las Fuerzas Armadas y de Seguridad del Estado, aconsejan establecer especiales medidas de fomento que les facilite el acceso a la propiedad o al arrendamiento de las viviendas de protección oficial.

En su virtud a propuesta del Ministro de Obras Públicas y Urbanismo, y previa deliberación del Consejo de Ministros en su reunión del día treinta de diciembre de mil novecientos ochenta,

DISPONGO:

Artículo único.—Los Patronatos de Casas Militares o de los Cuerpos y Fuerzas de Seguridad del Estado que construyan viviendas de protección oficial para cederlas en propiedad o en arrendamiento podrán disfrutar del préstamo a que se refiere el artículo veinticuatro del Real Decreto tres mil ciento cuarenta y ocho/mil novecientos setenta y ocho, de diez de noviembre, en una cuantía de hasta el ochenta y cinco por ciento del módulo (M) aplicable, vigente en el momento de la calificación definitiva.

Dado en Baqueira Beret a treinta de diciembre de mil novecientos ochenta.

JUAN CARLOS R.

El Ministro de Obras Públicas y Urbanismo,  
JESUS SANCHO ROF

647

ORDEN de 8 de enero de 1981 por la que se desarrolla el Real Decreto 2710/1980, de 21 de noviembre, por el que se reorganizan los Servicios de la Comisión de Planeamiento y Coordinación del Area Metropolitana de Madrid.

Ilustrísimo señor:

Mediante Real Decreto 2710/1980, de 21 de noviembre, se reestructuran los Servicios de la Comisión de Planeamiento y Coordinación del Area Metropolitana de Madrid, a nivel de Subdirección General y Jefatura de Servicio.

A efectos de completar dicha reorganización, es necesario la estructuración de las unidades, a nivel orgánico de Sección y Negociado.

En su virtud y en base a lo dispuesto en el artículo 10 del Real Decreto 2710/1980, de 21 de noviembre, y previa la preceptiva aprobación de la Presidencia del Gobierno, según lo establecido en el artículo 130, apartado 2, de la Ley de Procedimiento Administrativo,

Este Ministerio ha tenido a bien disponer:

Artículo 1. La Delegación del Gobierno, la Gerencia, las Direcciones Técnicas de Planeamiento, de Gestión de Suelo y del Desarrollo y Control del Planeamiento y la Secretaría General de la Comisión de Planeamiento y Coordinación del Area Metropolitana de Madrid se estructuran en las siguientes unidades, a nivel orgánico de Secciones y Negociados:

I. La Delegación del Gobierno.

1. El Gabinete de Estudios y Asesoramiento Urbanístico.
  - 1.1. Sección de Estudios Económicos.
2. La Asesoría Jurídica.
  - 2.1. Negociado de Informes.
3. La Intervención Delegada de la Intervención General de la Administración del Estado.

riza al Ministro del Interior para dictar las disposiciones necesarias que desarrollen cuanto en él se dispone.

En su virtud, con objeto de proceder a la determinación de las unidades de nivel Sección y Negociado que habrán de integrarse en la estructura interna de la Subdirección General que depende de la Dirección General de Protección Civil, previa la aprobación de la Presidencia del Gobierno, a que se refiere el artículo 130.2 de la Ley de Procedimiento Administrativo y con el informe favorable del Ministerio de Hacienda, Este Ministerio ha tenido a bien disponer:

Artículo 1.º Las Secciones y Negociados de que constarán los Servicios de la Subdirección General de Protección Civil serán los siguientes:

1. Secretaría General.
  - 1.1. Sección de Asuntos Generales, con los Negociados de:
    - 1.1.1. Asuntos Generales.
    - 1.1.2. Registro General.
  - 1.2. Sección de Asuntos Económicos, con los Negociados de:
    - 1.2.1. Contabilidad y Habilitación.
2. Servicio de Formación.
  - 2.1. Sección de Estudios y Planificación, con los Negociados de:
    - 2.1.1. Estudios
    - 2.1.2. Planificación.
  - 2.2. Sección de Autoprotección y Divulgación, con los Negociados de:
    - 2.2.1. Autoprotección.
    - 2.2.2. Divulgación.
3. Servicio de Coordinación Operativa.
  - 3.1. Sección de Seguridad, con los Negociados de:
    - 3.1.1. Alarma y Transmisiones.
    - 3.1.2. Evacuación, Dispersión y Albergue.
  - 3.2. Sección de Socorro, con los Negociados de:
    - 3.2.1. Defensa ABQ y Refugios.
    - 3.2.2. Sanidad, Rehabilitación Servicios Públicos y Acción Social
    - 3.2.3. Incendios y Salvamento.
4. Servicio de Movilización.
  - 4.1. Sección de Movilización, con los Negociados de:
    - 4.1.1. Movilización de material.
    - 4.1.2. Catalogación de recursos.
  - 4.2. Sección de Participación Ciudadana, con los Negociados de:
    - 4.2.1. Promoción.
    - 4.2.2. Organización.

Art. 2.º Por la Subsecretaría del Ministerio del Interior se dictarán las normas precisas para el desarrollo y cumplimiento de lo establecido en la presente Orden.

DISPOSICION DEROGATORIA

Queda derogado el artículo 4.º de la Orden ministerial de 6 de mayo de 1962.

Lo que comunico a V. E. y V. I. para su conocimiento y efectos.

Dios guarde a V. E. y V. I.  
Madrid, 2 de enero de 1981.

ROSON PÉREZ

Excmo. e Ilmo. Sres. Subsecretario y Director general de Protección Civil.

Mº DE OBRAS PUBLICAS Y URBANISMO

464 REAL DECRETO 2868/1980, de 17 de octubre, por el que se aprueba la «Instrucción para el proyecto (Conclusión.) y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado (EH-80)». (Conclusión.)

Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado (EH-80), aprobada por Real Decreto 2868/1980, de 17 de octubre. (Conclusión.)

ARTICULO 66. CONTROL DE LA RESISTENCIA DEL HORMIGON

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 69.

Otros tipos de ensayos son los llamados de «información», a los que se refiere el artículo 70, los cuales no tienen carácter preceptivo.

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 67 y 68, respectivamente.

Los ensayos previos, característicos y de control, se refieren a probetas cilíndricas de 15 x 30 centímetros, rotas por compresión a veintiocho días de edad, según UNE 7240 y UNE 7242.

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.	Característicos.	De control.	De información		
				Tipo a	Tipo b	Tipo c
Ejecución de probetas.	En laboratorio.	En obra.	En obra.	Extraídas del hormigón endurecido	En obra.	ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS (Métodos muy diversos)
Conservación de probetas.	En cámara húmeda.	En agua o cámara húmeda.	En agua o cámara húmeda.		En condiciones análogas a las de la obra.	
Tipo de probetas.	Cilíndricas de 15 x 30.	Cilíndricas de 15 x 30.	Cilíndricas de 15 x 30.	Cilíndricas o cúbicas de dimensiones función del tamaño del árido.	Cilíndricas de 15 x 30.	
Edad de las probetas.	Veintiocho días.	Veintiocho días.	Veintiocho días.	Variable.		
Número mínimo de probetas.	4 x 3 = 12.	6 x 3 = 18.	Véase artículo 69.	A establecer.		
Obligatoriedad.	Preceptivos salvo experiencia previa.	Preceptivos salvo experiencia previa.	Siempre preceptivos.	No preceptivos, salvo excepción.		
Observaciones.	Están destinados a establecer la dosificación inicial de obra.	Están destinados a sancionar la dosificación definitiva y los medios utilizados en la obra.	A veces deben completarse con ensayos de información tipo «a» o tipo «c».	Están destinados a conocer la resistencia real del hormigón a una cierta edad y en unas condiciones determinadas.		

ARTICULO 67. ENSAYOS PREVIOS DEL HORMIGON

Se realizarán en laboratorio antes de comenzar las obras, de acuerdo con lo prescrito en el artículo 14. 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 14 se señala, además, en qué caso puede prescindirse de la realización de estos ensayos.

Para llevarlos a cabo se fabricarán al menos cuatro series de amasadas distintas, de tres probetas cada una por cada dosificación que se desee establecer y se operará de acuerdo con los métodos de ensayo UNE 7240 y UNE 7242.

De los valores así obtenidos se deducirá el valor de la resistencia media en el laboratorio,  $f_{cm}$ , el cual deberá superar el valor exigido a la resistencia de proyecto con margen suficiente para que sea razonable esperar que, con la dispersión que introduce la ejecución en obra, la resistencia característica real de la obra sobrepase también a la de proyecto.

Comentarios.

Si bien en este artículo se confemplan 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 varía la humedad de ésta, y por tanto su entumecimiento. Cantidad de agua bien medida al verterla en la hormigonera, pero sin corregir de acuerdo con la que, en cada caso, contenga la arena.

Condiciones buenas: Cemento bien conservado, con frecuentes comprobaciones de su calidad. Áridos cuidadosamente medidos en volumen, procurando corregir los volúmenes de arena utilizados de acuerdo con el entumecimiento de ésta. Reajuste de la cantidad de agua vertida en la hormigonera siempre que varíe notoriamente la humedad de los áridos. Vigilancia a pie de obra con 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 necesarios en cada caso. Constante atención a todos los detalles (posible descorrección de básculas, cambio de partida de cemento, etc.).

La información suministrada por los ensayos previos de laboratorio es muy importante para la buena marcha posterior de los trabajos, por lo que conviene que los resultados los conozca el Director de la obra. En particular, la confección de mayor número de probetas con rotura a tres, siete y noventa días permitirá tener un conocimiento de la curva de endurecimiento del hormigón que puede resultar muy útil, tanto para tener información de partes concretas de la obra antes de veintiocho días como para prever el comportamiento del hormigón a mayores edades.

ARTICULO 68. ENSAYOS CARACTERÍSTICOS DEL HORMIGON

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, por cada tipo que haya de emplearse, emoldando tres probetas por masa, las cuales se ejecutarán, conservarán y romperán según los métodos de ensayo UNE 7240 y UNE 7242.

Con los resultados de las roturas se calculará el valor medio correspondiente a cada amasada, obteniéndose la serie de seis resultados medios:

$$x_1 \leq x_2 \leq \dots \leq x_6$$

El ensayo característico se considerará favorable si se verifica:

$$x_1 + x_2 - x_3 \geq f_{ck}$$

En cuyo caso se aceptará la dosificación y proceso de ejecución correspondientes.

En caso contrario no se aceptarán, introduciéndose las oportunas correcciones y retrasándose el comienzo del hormigonado hasta que, como consecuencia de nuevos ensayos característicos, se llegue a dosificaciones y procesos aceptables.

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 empleará 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.

De acuerdo con el método de ensayo UNE 7240, las probetas se conservarán en obra, sumergidas en agua o en cámara húmeda, a temperatura no superior a 20°C. Para conseguirlo, lo más cómodo es disponer un depósito cubierto, construido de material no metálico. Siendo así que cuanto menor es la temperatura del agua de conservación, más baja resulta la resistencia de las probetas, es siempre ventajoso disponer un termostato de resistencia (aparato sencillo y económico) o recurrir a cualquier otro sistema, para no bajar mucho el límite máximo admitido de 20°C, y desde luego, es imprescindible comprobar con frecuencia la temperatura, mediante un termómetro.

ARTICULO 69. ENSAYOS DE CONTROL DEL HORMIGON

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  $\gamma_c$  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 y conservadas y rotas según UNE 7240 y UNE 7242.

Comentarios.

El objeto de los ensayos de control es comprobar que las características de calidad del hormigón, curado en condiciones normales y a veintiocho días de edad, son las previstas en el proyecto.

Con independencia de los ensayos de control, se realizarán los de información (artículo 70) que prescriba el pliego de prescripciones técnicas particulares o indique el Director de la 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  $\gamma_c$ , de conformidad con el artículo 31 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

$$f_{c \text{ real}} \geq f_{ck}$$

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  $f_{c \text{ real}}$  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 28, 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  $f_{c \text{ real}}$  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,  $f_{c \text{ real}}$  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 la obra y con no menos de cuatro determinaciones espaciadas a lo largo del día se realizará un ensayo de consistencia, según el artículo 65.

De la realización de tales ensayos quedará (en obra) la correspondiente constancia a través de los valores obtenidos y decisiones adoptadas en cada caso.

Esta modalidad de control es de aplicación exclusivamente a obras en que la resistencia característica exigida en el proyecto no sea superior a 150 kp/cm<sup>2</sup>; se empleen dosificaciones tipo, con un mínimo de 300 kg. de cemento, de categoría 350 por metro cúbico de hormigón y en cuyo proyecto se haya adoptado  $\gamma_c = 1,70$ , en correspondencia con el artículo 31.

Para elementos de hormigón en masa se podrá reducir la dosificación mínima a 250 kg. de cemento, de categoría 350, 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 la 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 en cuyo proyecto se haya adoptado para  $\gamma_c$  un valor  $\gamma_c \geq 1,5$ , en correspondencia con el artículo 31.

A efectos de control, se divide la obra en partes sucesivas, inferiores cada una al menor de los límites señalados en el cuadro 69.3.2.a.

El control tiene por objeto determinar si el hormigón componente de cada una de las partes es aceptable con arreglo a los criterios de esta Instrucción.

El control se realiza mediante determinaciones de resistencia de amasadas, según el artículo 10, en número  $N \geq 2$  y frecuencia que fijará el Director de la obra, de no estar previstos en el pliego de prescripciones técnicas particulares, tomadas al azar entre las componentes de la obra sometida a control. En todo caso el contratista podrá utilizar un número de determinaciones superior al mencionado anteriormente, siendo a su costa el sobrecosto del ensayo.

Ordenados los resultados de las determinaciones de resistencia de las N amasadas controladas en la forma:

$$x_1 \leq x_2 \leq \dots \leq x_m \leq \dots \leq x_N$$

CUADRO 69.3.2.a

Límite superior	Tipo de elementos estructurales		
	Lineales	Superficiales	Grandes Maçizos
Volumen.	100 m <sup>3</sup>	200 m <sup>3</sup>	500 m <sup>3</sup>
Superficie.	500 m <sup>2</sup>	500 m <sup>2</sup>	—
Número de amasadas.	100	100	100
Tiempo de hormigonado.	2 semanas	2 semanas	1 semana
Número de plantas.	1	1	—

se define como resistencia característica estimada, en este nivel, la que cumple las siguientes expresiones:

$$\text{Si } N < 6; f_{est} = K_N \cdot x_1$$

$$\text{Si } N \geq 6; f_{est} = 2 \cdot \frac{x_1 + x_2 + \dots + x_{m-1}}{m-1} - x_m < K_N \cdot x_1$$

Siendo:

$K_N$  = coeficiente dado en el cuadro 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.

$$m = \frac{N-1}{2} \text{ si N es impar.}$$

CUADRO 69.3.2.b

Valores de  $K_N$ 

N	Hormigones fabricados en central, con control sistemático muy cuidadoso de todas las operaciones	Otros casos
2	0,88	0,75
3	0,91	0,80
4	0,93	0,84
5	0,94	0,87
6	0,95	0,89
7	0,96	0,91
8	0,97	0,93
10	0,98	0,96
12	0,99	0,98
14	1,00	1,00
16	1,01	1,02
18	1,02	1,04

Para que la parte de obra sometida a control sea aceptable es necesario que se verifique

$$f_{est} \geq f_{ck}$$

## Comentarios.

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 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  $\gamma_c$  sea igual o superior a 1,5.

En realidad, en este nivel, la función para determinar la 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  $\delta$  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  $\delta$  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  $\delta$ , mediante la aceptación previa de la hipótesis de que los hormigones fabricados en central con control sistemático de todas las operaciones, tienen un coeficiente de variación del orden de 0,10, englobando en «otros casos» las que presentan un  $\delta = 0,20$ .

Sólo el Director de obra puede juzgar si el control sistemático de la fabricación del hormigón es suficiente, para lo cual puede tener en cuenta el coeficiente de variación de los resultados de los ensayos ya realizados desde el origen de un suministro homogéneo.

Con lo anterior, en los casos de  $N \geq 6$  la discrepancia producida en  $f_{est}$  por una errónea estimación de  $\delta$  será prácticamente insignificante, habiéndose aceptado la posibilidad de emplear una segunda función de estimación, dependiente únicamente de los valores muestrales, 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  $\delta$  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 la realización de los ensayos de una manera sistemática sea posible 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 las cuatro o cinco primeras partes de obra; con la totalidad de los valores muestrales 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 las sucesivas partes de la obra.

## 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<sup>2</sup> o cuando para  $\gamma_c$  se adopte un valor  $< 1,5$ , de conformidad con el artículo 31.

A los efectos del control se dividirá la obra en partes, con arreglo a los criterios del cuadro 69.3.2.a, siendo el objeto del control determinar si el hormigón componente de cada una de

las partes es aceptable, con arreglo al contenido de esta instrucción.

El control de cada parte se realiza sobre un número  $N$  de determinaciones de resistencia de otras tantas amasadas, tomadas al azar, entre las componentes de la parte controlada. 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 de obra sometida a control, por

$$f_{est} = 2 \cdot \frac{x_1 + x_2 + \dots + x_{m-1}}{m-1} - x_m \leq K_N x_1$$

siendo;

$$m = N/2 \text{ ó } \frac{N-1}{2} \text{ según sea } N \text{ par o impar, respectivamente.}$$

$K_N$  = 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.

La parte de obra sometida 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  $f_{est} < f_{ck}$ , 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 último, 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 una parte de obra, sometida a cualquier nivel de control, sea  $f_{est} \geq f_{ck}$ , tal parte de obra 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, se procederá como sigue:

- Si  $f_{est} \geq 0,9 f_{ck}$ , la obra se aceptará.
- Si  $f_{est} < 0,9 f_{ck}$ , se podrá proceder a realizar, a costa del constructor, los ensayos de información previstos en el artículo 70 o las pruebas de carga previstas en el artículo 73, a juicio del Director de la obra; y según decisión de éste, a aceptarlos, a demolerlos o a reforzarlos.

En caso de haber optado por ensayos de información y resultar estos desfavorables, podrá el Director de obra ordenar las pruebas de carga antes de decidir si se acepta, refuerza o demuele.

## Comentarios.

Antes de tomar la decisión de aceptar, reforzar o demoler, el Director de obra deberá estimar la disminución de la seguridad, para lo cual podrá consultar con el proyectista y con Organismos especializados; tomará aquella decisión, incluso de ser positiva, sin la realización de los ensayos previstos en b).

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.

#### ARTICULO 70. ENSAYOS DE INFORMACION DEL HORMIGON

Estos ensayos sólo son preceptivos en los casos previstos por esta Instrucción en los artículos 18, 21 y 69, o cuando así lo indique el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares. Su objeto es conocer la resistencia real del hormigón de una parte determinada de la obra a una cierta edad y/o tras un curado en condiciones análogas a las de la obra.

Los ensayos de información pueden consistir en:

a) La fabricación y rotura de probetas en forma análoga a la indicada para los ensayos de control, pero conservando las probetas no en agua, sino en unas condiciones que sean lo más parecidas posible a aquellas en las que se encuentre el hormigón cuya resistencia se busca.

b) La rotura de probetas testigo extraídas del hormigón endurecido (método de ensayo UNE 7241 y UNE 7242). Esta forma de ensayo sólo podrá realizarse cuando dicha extracción sea posible sin afectar de un modo sensible a la capacidad de resistencia de la obra.

c) Como complemento de los anteriores, el empleo de métodos no destructivos confiables, debidamente correlacionados con aquéllos, que merezcan la aprobación del Director de obra.

Para la valoración de la resistencia de los ensayos a), b) y c), debe tenerse en cuenta que en soportes o elementos análogos hormigonados verticalmente la resistencia puede estar reducida en un 10 por 100, como se considera en el cálculo 26.5.

#### Comentarios.

La realización de estos ensayos tiene interés a veces; por ejemplo, para conocer la resistencia alcanzada por un hormigón que ha sido afectado por la helada; para fijar el momento de desencofrado o descimbrado de una pieza; para conocer la capacidad de carga de una zona de la estructura; para decidir el momento de la apertura al tráfico de un pavimento, etc.

Respecto a la extracción de probetas testigo, se llama la atención sobre el hecho de que para que sean representativas tales probetas deben poseer unas dimensiones mínimas determinadas, función del tamaño de los áridos y que puedan dar resistencias inferiores a las de las probetas enmoldadas. Esas dimensiones vienen establecidas en el método de ensayo de la UNE 7241.

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 aspectos, actúa en sentido desfavorable, y el hormigón de dichas probetas suele resistir algo menos que el del elemento que ellas representan.

Existe una gran variedad de ensayos no destructivos (acústicos, esclerométricos, etc.), muchos de los cuales se encuentran todavía en evolución, por lo que se ha preferido no especificar ninguno de ellos en el articulado. El Director de obra juzgará, en cada caso, sobre la idoneidad del método que se proponga, teniendo en cuenta que es condición necesaria para obtener resultados confiables el que la realización e interpretación, siempre delicadas, de estos ensayos, esté a cargo de personal especializado.

En cualquier caso, la precaución de realizar ensayos no destructivos sobre probetas de la obra en las fases de los ensayos previos, característicos o de control, permite establecer las correlaciones oportunas entre los valores dados por los ensayos destructivos y los no destructivos que, en caso de tener que recurrir a los ensayos de información, pueden constituir un depósito de conocimiento de gran valor, especialmente al permitir en cualquier momento extender el campo de observación más allá de los elementos concretos de los que se hayan extraído las probetas.

#### ARTICULO 71. CONTROL DE LA CALIDAD DEL ACERO

##### 71.1. Generalidades

En correspondencia con el valor adoptado para  $\gamma_s$  de acuerdo con el artículo 31, 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 en obra partidas de acero que no lleguen acompañadas del certificado de garantía del fabricante, según lo prescrito en el artículo 9.º

#### Comentarios.

Con respecto a los distintos ensayos prescritos en los apartados de este artículo, se recomienda adoptar el procedimien-

to 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 lisos y corrugados cuando se empleen como lisos.

El límite elástico correspondiente que debe considerarse en el cálculo no será superior a 2.200 kp/cm<sup>2</sup>.

El control consiste en comprobar, sobre cada diámetro:

- su sección equivalente, que ha de cumplir lo especificado en 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 partida 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 180º y de desdoblado según 9.2, 9.3 y 9.4, y las UNE 36097/1/79, 36088/1/79, 36099/1/79 y 36092/1/79.
- 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 7432.
- En el caso de existir empalmes por soldadura, verificar de acuerdo con lo especificado en el apartado 71.5 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 partida 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 180º y de desdoblado, según 9.2, 9.3 y 9.4 y las UNE 36097/1/79, 36088/1/79, 36099/1/79 y 36092/1/79.
- Realizar ensayos periódicos y sistemáticos de comprobación de las características del material especificadas en el artículo 9.º, no menos de tres veces en el curso de la obra y con un mínimo de una comprobación por cada 50 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 del diámetro indicado en 9.2 si se trata de barras lisas y en la tabla 9.3.a 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 correspondientes 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 doble simple y de 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 ese 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 por 100 de dicho valor.

En caso contrario, el lote será rechazado.

Ensayo de soldeo.—En caso de registrarse algún fallo en el control del soldo 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 CIETSID, homologado por el Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo, se procederá de la siguiente manera:

c-1) Si el proyectista prescribe el empleo de acero con este sello adoptará  $\gamma_s = 1,15$  si el control a efectuar es de nivel normal, reduciendo en un 50 por 100 la intensidad de muestreo, o  $\gamma_s = 1,10$  si el control fuera de nivel normal. 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, la dirección de obra podrá reducir en un 50 por 100 la intensidad de muestreo si se trata de control a nivel normal; en el caso de que se registre algún fallo en cualquiera de los

ensayos, se procederá según lo indicado en b). Si se trata de control a nivel intenso, la dirección de obra podrá realizar los ensayos indicados en b) para el control a nivel normal.

**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 la 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 la 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), la homologación del sello de conformidad «CIETSID» para barras corrugadas.

**CAPITULO X**

**Control de la ejecución**

**ARTICULO 72. CONTROL DE LA EJECUCION**

**72.1. Generalidades.**

El control de la ejecución tiene por objeto garantizar el cumplimiento de las prescripciones generales del capítulo III de esta Instrucción, más las específicas contenidas en el pliego de prescripciones técnicas particulares.

Corresponde a la dirección de la obra la responsabilidad de la realización del control de la ejecución, el cual se adecuará necesariamente al nivel correspondiente, en función del valor adoptado para  $\gamma_c$  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, aun realizadas las operaciones anteriores con todo cuidado, es preciso comprobar las luces y dimensiones de los elementos construidos para poder garantizar que la calidad de la obra terminada es la exigida en el proyecto.

Básicamente, el control de la ejecución está confiado a la inspección visual de las personas que lo ejercen, por lo que su buen sentido, conocimientos técnicos y experiencia práctica son fundamentales para lograr el nivel de calidad previsto. No obstante lo anterior, es preciso sistematizar tales operaciones de control para conseguir una eficacia elevada en el mismo, pues no siempre los defectos que puedan presentarse se detectarán como no se haya considerado previamente la posibilidad de su presencia.

En este sentido, la Instrucción establece tres niveles, en correspondencia con el coeficiente de mayoración de las solicitudes, que se pondrán en práctica estableciendo una sistemática de control más o menos intensa y continuada. A título orientativo, se incluye la tabla 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.

**TABLA 72.1**

**Operaciones objeto de control durante la ejecución**

En las operaciones que proceda se efectuará el control dimensional.

Fase de control de ejecución	Operaciones que se controlan
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. Andamiajes y cimbras.

Fase de control de ejecución	Operaciones que se controlan
Durante el hormigonado.	Encofrados y moldes. Doblado de armaduras. Empalmes de armaduras. Colocación de armaduras. Previsión de juntas. Previsión del hormigonado en tiempo frío. Previsión del hormigonado en tiempo caluroso. Previsión del hormigonado bajo lluvia. Fabricación, transporte y colocación del hormigón. Compactación del hormigón. Juntas. Hormigonado en tiempo frío. Hormigonado en tiempo caluroso. Hormigonado bajo lluvia. Curado.
Posterior al hormigonado.	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 facultativo 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.

## ARTICULO 73. PRUEBAS DE LA OBRA

### 73.1. Generalidades.

En el caso en que, debido al carácter particular de la obra, convenga comprobar que la misma reúne, una vez terminada, ciertas condiciones específicas, el pliego de prescripciones técnicas particulares establecerá las pruebas oportunas que deban realizarse, indicando con toda precisión tanto la forma de llevar a cabo el ensayo como el modo de interpretar los resultados.

Aparte de lo anterior, se realizarán pruebas de carga de la obra en los casos previstos en 73.2, debiendo respetarse, en tales pruebas, las disposiciones contenidas en 73.3 y 73.4.

#### Comentarios.

Los ensayos sobre probetas, cualquiera que sea la cualidad del hormigón que con ellos se pretenda medir, son un procedimiento cómodo pero no totalmente representativo del comportamiento final del hormigón de la obra. Por otra parte, el comportamiento del hormigón frente a ciertos agentes, como, por ejemplo, su mayor o menor permeabilidad al agua, es una función de diversas variables, lo suficientemente compleja para que no sea posible reproducir cuantitativamente el fenómeno en laboratorio. Por ello, resulta particularmente útil, en algunos casos, el recurrir a ensayos sobre la obra ya terminada.

En general, es recomendable que la realización e interpretación de las pruebas de carga se encomienden a un centro especializado.

### 73.2. Realización de pruebas de carga.

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 pruebas de carga las obras, proyectadas y construidas con arreglo a la presente Instrucción, en las que los materiales y la ejecución hayan alcanzado la calidad prevista.

Si el pliego antes mencionado impone la realización de pruebas de carga, deberá establecer los siguientes puntos:

- Zonas de la obra que deben cargarse.
- Magnitudes que deben medirse.
- Métodos de medidas utilizables.
- Puntos o zonas donde debe medirse.
- Condiciones de carga o descarga.

Si el pliego de prescripciones técnicas particulares no impone la realización de pruebas de carga, pero se está en el caso del párrafo b) de 69.4, será el Director de la obra, de acuerdo con el autor del proyecto, quien establezca los puntos antedichos.

### 73.3. Forma de realizar las pruebas de carga.

Como norma general, no se realizarán pruebas de carga antes de que el hormigón haya alcanzado una resistencia igual, por lo menos, a la considerada en el cálculo.

La carga de prueba no deberá exceder, en ningún caso, de la carga característica tenida en cuenta en el cálculo.

Si la prueba se realiza con cargas fijas, se evitará cualquier choque o vibración que pueda afectar desfavorablemente al elemento que se ensaya y se dispondrán las cargas de manera que no se produzcan efectos de arco o bóveda susceptible de transmitir directamente a los apoyos una parte de la carga aplicada.

Si la prueba se realiza con cargas móviles, éstas deberán aplicarse a una velocidad lo más parecida posible a la prevista para las cargas reales de utilización de la obra. Por otra parte, salvo expresa indicación en contrario del pliego de prescripciones técnicas particulares, se admitirá siempre sustituir los esfuerzos dinámicos previstos en el cálculo por la carga estática equivalente.

Los aparatos de medida se dispondrán unidos a soportes bien firmes y estables, colocándolos, en la medida de lo posible, abrigados de la intemperie y alejados de cualquier influencia extraña que pueda deformarlos o hacerlos entrar en vibración.

#### Comentarios.

Para definir el momento en que pueden realizarse las pruebas, se recurrirá a ensayos de información (véase artículo 70) con objeto de comprobar que la resistencia del hormigón en el momento elegido no es inferior a la del proyecto.

El modo de aplicación de las cargas debe ser tal que se produzcan los máximos esfuerzos en las secciones consideradas como críticas. Debe tenerse en cuenta la posibilidad de que los elementos vecinos colaboren a la resistencia del elemento que se ensaya. Por otra parte, deben adoptarse toda clase de precauciones para evitar un posible accidente en el transcurso de la prueba.

Conviene aplicar las cargas por sucesivos incrementos dividiendo para ello la carga total, si es posible, en cuatro partes por lo menos. Desde que finaliza la aplicación de una fracción de carga hasta que se inicia la de la siguiente, deberán dejarse transcurrir intervalos, sensiblemente iguales, que resulten suficientes para lograr una estabilización de las deformaciones, y de quince minutos de duración, como mínimo. Una vez completada la carga total, se dejarán pasar unas horas antes de retirarla, observándose cualquier defecto o fisura que pudiese aparecer.

Especialmente se llama la atención sobre el posible efecto perturbador de la temperatura y, en particular, del soleamiento sobre los aparatos y dispositivos de medida. Tales causas pueden provocar, igualmente, variaciones de deformación en los elementos de la obra que se ensaya.

### 73.4. Interpretación de los resultados de las pruebas de carga.

El resultado de la prueba se considerará satisfactorio si se cumplen las tres condiciones siguientes:

- a) En el transcurso del ensayo no se producen fisuras que no correspondan a lo previsto en el proyecto, cuya amplitud pueda comprometer la seguridad o la durabilidad de la obra.
- b) Las flechas medidas no exceden de los valores establecidos en el proyecto como máximos compatibles con la correcta utilización de la obra.
- c) La flecha residual después de retirar la carga, habida cuenta del tiempo en que esta última se ha mantenido, es lo suficientemente pequeña como para estimar que la obra presenta un comportamiento esencialmente elástico. Esta condición deberá satisfacerse tras el primer ciclo de carga-descarga, o en su defecto, tras un segundo ciclo que se permite realizar a tal propósito.

#### Comentarios.

Como norma general, tras un primer ciclo de carga-descarga total, la flecha residual estabilizada debe ser inferior al quinto de la flecha total medida bajo carga total. Si no es así, se procederá a un segundo ciclo de carga-descarga, al cabo del cual la flecha residual estabilizada debe ser inferior al octavo de la flecha total medida bajo carga en este segundo ciclo.

Pueden admitirse pequeñas variaciones en torno a los valores mencionados, según el tipo de elemento que se ensaye y según la importancia relativa de la sobrecarga respecto a la carga permanente.

Para una mejor interpretación de los resultados, se recomienda medir los movimientos más característicos que se hayan producido durante la realización de las pruebas y registrar, al mismo tiempo, la temperatura y humedad del ambiente, las condiciones de soleamiento y cuantos detalles puedan influir en los resultados de las medidas.

La dirección de todas las operaciones que constituyen el ensayo, la cuidadosa toma de datos y la interpretación de los resultados deben estar a cargo de personal especializado en esta clase de trabajos.

PARTE II

ANEJOS

ANEJO I

Notación

En el presente anejo solo se incluyen los símbolos más frecuentes utilizados en la Instrucción.

Mayúsculas romanas

- A = Area.
- A<sub>c</sub> = Area de la sección del hormigón.
- A<sub>ct</sub> = Area de la zona de la sección del hormigón sometida a tracción.
- A<sub>e</sub> = Area efectiva.
- A<sub>i</sub> = Sección recta inicial.
- A<sub>s</sub> = Area de la sección de la armadura en tracción (simplificación: A).
- A' = Area de la sección de la armadura en compresión (simplificación: A').
- A<sub>sP</sub> = Area de la sección de la armadura en tracción, o menos comprimida (simplificación: A<sub>1</sub>).
- A<sub>s2</sub> = Area de la sección de la armadura en compresión o más comprimida (simplificación: A<sub>2</sub>).
- A<sub>s, nec</sub> = Sección necesaria del acero.
- A<sub>s, real</sub> = Sección real del acero.
- A<sub>st</sub> = Area de la sección de la armadura transversal (simplificación: A<sub>p</sub>).
- C = Momento de inercia de torsión.
- E = Módulo de deformación.
- E<sub>c</sub> = Módulo de deformación del hormigón.
- E<sub>o1</sub> = Módulo de deformación longitudinal inicial del hormigón a la edad de j días.
- E<sub>j</sub> = Módulo instantáneo de deformación longitudinal secante del hormigón.
- E<sub>s</sub> = Módulo de elasticidad del acero.
- F = Acción.
- F<sub>d</sub> = Valor de cálculo de una acción.
- F<sub>ed</sub> = Valor de la acción sísmica.
- F<sub>k</sub> = Valor característico de una acción.
- F<sub>m</sub> = Valor medio de una acción.
- G = Carga permanente. Otro significado: Módulo de elasticidad transversal.
- G<sub>k</sub> = Valor característico de la carga permanente.
- I = Momento de inercia.
- K = Cualquier coeficiente con dimensiones.
- L = Longitud.
- M = Momento flector.
- M<sub>d</sub> = Momento flector de cálculo.
- M<sub>f</sub> = Momento de fisuración en flexión simple.
- M<sub>u</sub> = Momento flector último.
- N = Esfuerzo normal.
- N<sub>d</sub> = Esfuerzo normal de cálculo.
- N<sub>u</sub> = Esfuerzo normal último.
- Q = Carga variable.
- Q<sub>k</sub> = Valor característico de Q.
- S = Solicitación. Otro significado: momento de primer orden de un área.
- S<sub>d</sub> = Valor de cálculo de la sollicitación.
- T = Momento torsor. Otro significado: temperatura.
- T<sub>d</sub> = Momento torsor de cálculo.
- T<sub>u</sub> = Momento torsor último.
- U<sub>c</sub> = Capacidad mecánica del hormigón.
- U<sub>s</sub> = Capacidad mecánica del acero (simplificación: U).
- V = Esfuerzo cortante. Volumen.
- V<sub>cu</sub> = Contribución del hormigón a esfuerzo cortante en el estado límite último.
- V<sub>d</sub> = Esfuerzo cortante de cálculo.
- V<sub>su</sub> = Contribución del acero a esfuerzo cortante en el estado límite último.
- V<sub>u</sub> = Esfuerzo cortante último (V<sub>u</sub> = V<sub>cu</sub> + V<sub>su</sub>).
- W = Carga de viento. Otro significado: módulo resistente.
- X = Reacción o fuerza en general, paralela al eje x.
- Y = Reacción o fuerza en general, paralela al eje y.
- Z = Reacción o fuerza en general, paralela al eje z.

Minúsculas romanas

- a = Distancia. Otro significado: Flecha.
- b = Anchura; anchura de una sección rectangular.

- b<sub>e</sub> = Anchura eficaz de la cabeza de una sección en T.
- b<sub>w</sub> = Anchura del alma o nervio de una sección en T.
- c = Recubrimiento.
- c<sub>h</sub> = Recubrimiento horizontal o lateral.
- c<sub>v</sub> = 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<sub>2</sub>).
- e = Excentricidad. Espesor ficticio.
- f = Resistencia. Flecha.
- f<sub>c</sub> = Resistencia del hormigón a compresión.
- f<sub>ed</sub> = Resistencia de cálculo del hormigón a compresión.
- f<sub>cj</sub> = Resistencia del hormigón a compresión, a los j días de edad.
- f<sub>ck</sub> = Resistencia de proyecto del hormigón a compresión.
- f<sub>cm</sub> = Resistencia media del hormigón a compresión.
- f<sub>c, real</sub> = Resistencia característica real del hormigón.
- f<sub>ct</sub> = Resistencia del hormigón a tracción.
- f<sub>ct, d</sub> = Resistencia de cálculo del hormigón a tracción.
- f<sub>ct, k</sub> = Resistencia característica del hormigón a tracción.
- f<sub>cv</sub> = Resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante.
- f<sub>est</sub> = Resistencia característica estimada.
- f<sub>j</sub> = Resistencia característica a compresión del hormigón a j días de edad.
- f<sub>0,2</sub> = Límite elástico convencional, a 0,2 por 100, de un acero deformado en frío.
- f<sub>s</sub> = Carga unitaria de rotura del acero.
- f<sub>td</sub> = Resistencia de cálculo en tracción del acero de los cercos o estribos.
- f<sub>y</sub> = Límite elástico aparente de un acero natural. Límite elástico convencional, a 0,2 por 100, de un acero deformado en frío. A este último también se le llama f<sub>0,2</sub>.
- f<sub>yd</sub> = Resistencia de cálculo de un acero.
- f<sub>yk</sub> = Límite elástico de proyecto 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<sub>f</sub> = Espesor de la placa de una sección en T.
- i = Radio de giro.
- j = Número de días.
- k = Cualquier coeficiente con dimensiones.
- l = Longitud. Luz.
- l<sub>b</sub> = Longitud de anclaje.
- l<sub>e</sub> = Longitud de pandeo.
- l<sub>o</sub> = Distancia entre puntos de momento nulo.
- m = Momento flector por unidad de longitud o de anchura.
- n = Número de objetos considerados. Otro significado: Coeficiente de equivalencia.
- q = Carga variable repartida.
- r = Radio.
- s = Espaciamiento. Desviación típica.
- S<sub>t</sub> = Separación entre planos de armaduras transversales.
- 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
- α = Angulo-coeficiente adimensional.
- Beta
- β = Angulo-coeficiente adimensional.
- Gamma
- γ = Coeficiente de ponderación o seguridad. Peso específico.
- γ<sub>m</sub> = Coeficiente de minoración de la resistencia de los materiales.
- γ<sub>c</sub> = Coeficiente de seguridad o minoración de la resistencia del hormigón.
- γ<sub>s</sub> = Coeficiente de seguridad o minoración del límite elástico del acero.
- γ<sub>f</sub> = Coeficiente de seguridad o ponderación de las acciones o sollicitaciones.
- γ<sub>k</sub> (ó γ<sub>R</sub>) = Coeficiente de ponderación de la carga permanente.
- γ<sub>q</sub> (ó γ<sub>d</sub>) = Coeficiente de ponderación de la carga variable.
- γ<sub>w</sub> (ó γ<sub>w</sub>) = Coeficiente de ponderación de la carga de viento.
- γ<sub>n</sub> = Coeficiente de seguridad o ponderación complementario de las acciones o sollicitaciones.
- γ<sub>r</sub> = Coeficiente de seguridad a la fisuración.
- Delta
- δ = Coeficiente de variación.

## Epsilon

$\epsilon$	= Deformación relativa.
$\epsilon_c$	= Deformación relativa del hormigón.
$\epsilon_{cc}$	= Deformación relativa de fluencia.
$\epsilon_{cs}$	= Deformación relativa de retracción.
$\epsilon_{cu}$	= Deformación de rotura por flexión del hormigón.
$\epsilon_{max}$	= Alargamiento bajo carga máxima.
$\epsilon_s$	= Deformación relativa del acero.
$\epsilon_{s1}$	= Deformación relativa de la armadura más traccionada o menos comprimida ( $\epsilon_1$ ).
$\epsilon_{s2}$	= Deformación relativa de la armadura más comprimida o menos traccionada ( $\epsilon_2$ ).
$\epsilon_u$	= Alargamiento remanente concentrado de rotura.
$\epsilon_y$	= Alargamiento correspondiente al límite elástico del acero.

## Eta

$\eta$	= Coeficiente de reducción relativo al esfuerzo cortante. Estricción.
--------	-----------------------------------------------------------------------

## Theta

$\theta$	= Angulo.
----------	-----------

## Lambda

$\lambda$	= Coeficiente adimensional.
-----------	-----------------------------

## Mu

$\mu$	= Momento flector reducido o relativo.
-------	----------------------------------------

## Nu

$\nu$	= Esfuerzo normal reducido o relativo.
-------	----------------------------------------

## Xi

$\xi$	= Coeficiente sin dimensiones.
-------	--------------------------------

## Rho

$\rho$	= Cuantía geométrica = $A_s/A_c$ .
--------	------------------------------------

## Sigma

$\sigma$	= Tensión normal.
$\sigma_c$	= Tensión en el hormigón.
$\sigma_s$	= Tensión en el acero.
$\sigma_{s1}$	= Tensión de la armadura más traccionada o menos comprimida ( $\sigma_1$ ).
$\sigma_{s2}$	= Tensión de la armadura más comprimida, o menos traccionada ( $\sigma_2$ ).
$\sigma_I$	= Tensión principal de tracción.
$\sigma_{II}$	= Tensión principal de compresión.

## Tau

$\tau$	= Tensión tangente.
$\tau_b$	= Tensión de adherencia.
$\tau_{bm}$	= Tensión media de adherencia.
$\tau_{bu}$	= Tensión de rotura de adherencia.
$\tau_{td}$	= Valor de cálculo de la tensión tangente de torsión.
$\tau_{tu}$	= Valor último de la tensión tangente de torsión.
$\tau_w$	= Tensión tangente del alma.
$\tau_{wd}$	= Valor de cálculo de $\tau_w$ .
$\tau_{wu}$	= Valor último de la tensión tangente de alma.

## Phi

$\phi$	= Coeficiente adimensional.
$\phi_t$	= Coeficiente de evolución de la fluencia en un tiempo t.

## Psi

$\psi$	= Coeficiente adimensional.
--------	-----------------------------

## Omega

$\omega$	= Cuantía mecánica: $\omega = A_s \cdot f_{yd} / A_c \cdot f_{cd}$ .
----------	----------------------------------------------------------------------

## Símbolos matemáticos y especiales

$\Sigma$	= Suma.
$\Delta$	= Diferencia-incremento.
$\phi$	= Diámetro de una barra lisa.
$\phi_c$	= Diámetro de una barra corrugada.
$\nabla$	= No mayor que.
$\nabla$	= No menor que.

## ANEJO 2

## Definiciones.

Abaco: Zona de una placa alrededor de un soporte, o de su capitel, que se resalta. Véase apartado 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 cinco milímetros de luz de malla (tamiz 5 UNE 7050).

Arido: Véase «árido total».

Arido fino: Véase «arena».

Arido grueso: Véase «grava».

Arido total: Es aquel que de por sí o por mezcla posee las proporciones de arena y grava adecuadas para fabricar el hormigón necesario en el caso particular que se considere. Véase apartado 7.1.

Armadura de piel: Malla que se dispone junto a los paramentos laterales de los nervios de las vigas de gran canto para impedir la formación de fisuras inadmisibles en el alma. Véase apartado 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 un cuarto 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 mayoración: 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 paradiámetros de los mismos. Véase apartado 7.4.

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 comentario del artículo 67.

Condiciones de ejecución medias: Se refiere a unas determinadas condiciones de almacenaje de los componentes del hormigón y de la ejecución de este último de manera que

sea de esperar una mediana concentración de resultados de la resistencia característica. Véase comentario del artículo 67.

**Condiciones de ejecución muy buenas:** Se refiere a unas determinadas condiciones de almacenaje de los componentes del hormigón y de la ejecución de este último de manera que sea de esperar una muy buena concentración de resultados de la resistencia característica. Véase comentario del artículo 67.

**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 tensión-deformación:** Para un material dado, diagrama que representa la relación entre los valores de las tensiones aplicadas y de las correspondientes deformaciones, directamente medidas en los ensayos y sin introducir ningún coeficiente de seguridad.

**Diagrama de cálculo tensión-deformación:** Para un material dado, es el que se deduce de su diagrama característico tensión-deformación, introduciendo convenientemente el coeficiente de seguridad que corresponda.

**Diámetro nominal de una barra corrugada:** Se define como el número convencional que define el círculo respecto al cual se establecen las tolerancias. Véase comentario al apartado 9.1.

**Esbeltz geométrica:** En una pieza dada, cociente que resulta al dividir su longitud por la menor dimensión de su sección transversal recta.

**Esbeltz 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 límite:** 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 límite último:** Es aquel que corresponde al colapso total o parcial de la estructura.

**Estado límite 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  $2,5 \varnothing$  para barras lisas, con una prolongación recta igual a  $2 \varnothing$ . Véanse apartados 40.2 y 40.3.

**Grava:** Es el árido que resulta retenido por el tamiz de cinco milímetros de luz de malla (tamiz 5 UNE 7050). Véase apartado 7.1.

**Límite elástico aparente:** En los aceros que al ensayarlos a tracción presentan un escalón de cedencia bien definido, tensión para la cual se inicia dicho escalón.

**Límite elástico convencional:** Mínima tensión capaz de producir en un acero una deformación remanente del 0,2 por 100.

**Luz:** En 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.

**Módulo de deformación longitudinal del hormigón:** Es el cociente entre la tensión aplicada y la deformación elástica correspondiente. Véase comentario al apartado 28.7.

**Momento tope:** Es el momento producido con respecto a la armadura de tracción por una determinada tensión de compresión aplicada uniformemente a toda la sección útil. Véase artículo 37.

**Patilla normal:** Es la constituida por un cuarto de circunferencia de radio interior igual a  $2,5 \varnothing$  para las barras lisas, y  $3,5 \varnothing$  para las corrugadas, con una prolongación recta igual a  $2 \varnothing$ . 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 aquel que en la dirección considerada no tiene recuadro contiguo a uno de los lados.

**Recuadro interior:** Es aquel que en la dirección considerada queda situado entre otros dos recuadros.

**Recubrimiento:** Mínima distancia libre entre cualquier punto de la superficie lateral de una barra y el paramento más próximo de la pieza.

**Resistencia característica del hormigón:** Véase su definición en el apartado 28.1.

**Resistencia de cálculo:** Valor de la resistencia característica de un material dividido por el correspondiente coeficiente de minoración.

**Resistencia media:** Valor que se obtiene, a partir de una serie de  $n$  ensayos de resistencia sobre probetas de un material, al dividir la suma de los  $n$  resultados obtenidos por el número  $n$  de esos resultados.

**Resistencia minorada:** Véase «resistencia de cálculo».

**Sección nominal de una barra 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 37.

**Sobrecarga característica:** Sobrecarga máxima previsible, no excepcional, durante la vida de la estructura.

**Sollicitación:** Conjunto de esfuerzos (axil, tangencial, de flexión y de torsión) que actúan sobre las caras de una rebanada de un elemento estructural.

**Sollicitación de agotamiento:** En una sección dada, la que sería capaz de producir un fallo resistente total, instantáneo o diferido, en el supuesto de que los materiales del elemento considerado tuviesen, como resistencias reales, las resistencias minoradas.

**Soportes compuestos:** Son aquellos soportes de hormigón cuya armadura está fundamentalmente constituida por perfiles metálicos. Véase artículo 60.

**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 28.

**Valor ponderado de las acciones:** Es el que resulta de multiplicar el característico por un coeficiente de ponderación  $\gamma_f$ . Véase artículo 31.

### ANEJO 3

#### Recomendaciones prácticas para la utilización de cementos

A continuación se incluye un cuadro en el que se resumen las recomendaciones más importantes para la utilización de los cementos admitidos por esta Instrucción.

Las recomendaciones incluidas en dicho cuadro no deben ni pueden ser interpretadas en ningún caso como prescripciones.

Las recomendaciones incluidas en las columnas «utilizable en» e «indicado para» no tienen un carácter limitativo, ya que la clase y categoría del cemento 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 el 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 normas que es prudente respetar, pero que pueden ser modificadas una vez hechos los estudios previos oportunos.

El cuadro siguiente, en lo que respecta a tipos, clase y categorías de cemento, está redactado de acuerdo con las características de éstos, especificadas en el «Pliego de prescripciones técnicas generales para la recepción de cementos» (RC-75).

RECOMENDACIONES PRACTICAS PAR

Relativas a los propios cementos						
0	Cementos	Almacenamiento (Véase art. 5.º)	No mezclar con	Utilizable en		Indicado para
1				Obras de hormigón en masa	Obras de hormigón armado	
2	3	4	5	6	7	8
5	P-350	Cuidado	A-550 NL-30 NL-80 NR-20	Todas	Todas	<ul style="list-style-type: none"> <li>— En principio, todo uso.</li> <li>— Prefabricación con tratamientos higrotérmicos.</li> </ul>
6	P-450	Muy cuidado	A-550 NL-30 NL-80 NR-20	Todas, salvo las de grandes masas o espesores.	Todas, y en especial las de altas resistencias.	<ul style="list-style-type: none"> <li>— En principio, todo uso.</li> <li>— Obras de hormigón de altas resistencias.</li> <li>— Prefabricación con o sin tratamientos higrotérmicos.</li> </ul>
7	P-550	Muy cuidado	A-550 NL-30 NL-80 NR-20	Excepcionalmente, nunca en grandes masas o espesores.	Todas, y en especial las de muy altas resistencias.	<ul style="list-style-type: none"> <li>— Obras de hormigón de altas resistencias.</li> <li>— Elementos resistentes de pequeño espesor.</li> <li>— Prefabricación sin tratamientos higrotérmicos.</li> </ul>
8	P-350-ARI	Muy cuidado	A-550 NL-30 NL-80 NR-20	Todas	Todas	<ul style="list-style-type: none"> <li>— En principio, todo uso, en especial hormigonado en tiempo frío.</li> <li>— Prefabricación en general.</li> </ul>
9	P-450-ARI	Muy cuidado	A-550 NL-30 NL-80 NR-20	Excepcionalmente, y salvo las de grandes masas o espesores.	Todas, y en especial las de altas resistencias iniciales.	<ul style="list-style-type: none"> <li>— Hormigonado en tiempo frío.</li> <li>— Obras de hormigón de altas resistencias a corto plazo.</li> <li>— Prefabricación sin tratamientos higrotérmicos.</li> </ul>
10	P-550-ARI	Muy cuidado	A-550 NL-30 NL-80 NR-20	Excepcionalmente, y nunca en grandes masas o espesores.	Todas, y en especial las de muy altas resistencias iniciales.	<ul style="list-style-type: none"> <li>— Hormigonado en tiempo muy frío.</li> <li>— Obras de hormigón de muy altas resistencias iniciales.</li> <li>— Elementos resistentes de pequeño espesor.</li> <li>— Prefabricación sin tratamientos higrotérmicos.</li> </ul>
11	P-350-Y	Cuidado	A-550 NL-30 NL-80 NR-20	Todas	Todas	<ul style="list-style-type: none"> <li>— Obras en terrenos yesíferos exentos de sulfato magnésico.</li> </ul>
12	P-450-Y	Muy cuidado	A-550 NL-30 NL-80 NR-20	Todas, salvo las de grandes masas o espesores.	Todas, y en especial las de altas resistencias.	<ul style="list-style-type: none"> <li>— Obras en terrenos yesíferos exentos de sulfato magnésico.</li> </ul>
13	P-550-Y	Muy cuidado	A-550 NL-30 NL-80 NR-20	Excepcionalmente, y nunca en grandes masas o espesores.	Todas, y en especial las de muy altas resistencias.	<ul style="list-style-type: none"> <li>— Obras en terrenos yesíferos exentos de sulfato magnésico.</li> </ul>
14	P-350-BC	Normal	A-550 NL-30 NL-80 NR-20	Todas	Todas, salvo las de altas resistencias a corto o largo plazo.	<ul style="list-style-type: none"> <li>— Obras de hormigón de mediano o gran volumen.</li> <li>— Piezas de gran espesor.</li> </ul>

1

2

3

4

5

6

A LA UTILIZACION DE LOS CEMENTOS

Relativas al hormigón

No indicado para	Aridos (Véase art. 7.º)	Amasado (Véase art. 15)	Puesta en obra Transporte, colocación, compactación, acaba- do y hormigonado con frío o calor (Véase arts. 18 y 19).	Curado (Véase art. 19)	Desencofrado, desmoldeado, descimbramiento, desapeo, etc. (Véase art. 20)	0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14
— Obras en medios agresivos. — Macizos de gran masa, en especial con dosificaciones altas.	Idóneos	Normal	Normal	Cuidado	A plazo normal o algo más corto.	5
— Obras en medios agresivos. — Macizos de gran masa y piezas de gran espesor. — Elementos o piezas fisurables por retracción.	Idóneos	Cuidado	Cuidada	Cuidado, especialmente en las primeras horas.	A plazo normal o algo más corto.	6
— Obras en medios agresivos. — Macizos de medio volumen y piezas de espesor medio. — Elementos o piezas fisurables por retracción.	Idóneos	Muy cuidado	Muy cuidada	Muy cuidado, especialmente en las primeras horas.	A plazo más corto.	7
— Obras en medios agresivos. — Macizos de gran masa, en especial con dosificaciones más que intermedias.	Idóneos	Cuidado	Cuidada	Muy cuidado	A plazo normal o más corto.	8
— Obras en medios agresivos. — Macizos de medio o gran volumen y piezas de espesor grande o medio. — Elementos o piezas fisurables por retracción.	Idóneos	Muy cuidado	Muy cuidada, atención al transporte.	Muy cuidado, especialmente en las primeras horas.	A plazo más corto.	9
— Obras en medios agresivos. — Macizos de medio volumen y piezas de espesor medio. — Elementos o piezas fisurables por retracción.	Idóneos	Muy cuidado	Muy cuidada, atención al transporte.	Extraordinariamente cuidado, en especial durante las primeras horas.	A plazo muy corto.	10
— Obras en medios agresivos, especialmente por sulfato magnésico. — Hormigonado en tiempo frío.	Idóneos	Normal	Normal, no hormigonar a menos de + 5° C.	Muy cuidado, especialmente en los primeros días.	A plazo algo más largo.	11
— Obras en medios agresivos, especialmente por sulfato magnésico. — Hormigonado en tiempo frío.	Idóneos	Cuidado	Normal, no hormigonar a menos de + 2° C.	Muy cuidado, especialmente en las primeras horas y días.	A plazo normal o algo más corto.	12
— Obras en medios agresivos, especialmente por sulfato magnésico. — Hormigonado en tiempo muy frío.	Idóneos	Muy cuidado	Cuidada	Muy cuidado, especialmente en las primeras horas.	A plazo más corto.	13
— Obras en medios agresivos. — Hormigonado en tiempo frío. — Prefabricación.	Idóneos	Normal	Normal	Cuidado, sobre todo en las primeras edades.	A plazo más largo.	14

7

8

9

10

11

12

## RECOMENDACIONES PRACTICAS PAR

Relativas a los propios cementos						
0	1	2	3	Utilizable en		Indicado para
				Obras de hormigón en masa	Obras de hormigón armado	
4	Cementos	Almacenamiento (Véase art. 5.º)	No mezclar con			
15	P-350-B	Cuidado	A-550 NL-30 NL-80 NR-20 Los que perjudiquen su blancura	Todas las de hormigón blanco.	Todas las de hormigón blanco.	— En principio, todos los usos del P-350 en los que se requiera hormigón de color blanco.
16	P-450-B	Muy cuidado	A-550 NL-30 NL-80 NR-20 Los que perjudiquen su blancura	Todas las de hormigón blanco, salvo las de grandes masas o espesores.	Todas las de hormigón blanco, y en especial las de altas resistencias.	— En principio, todos los usos del P-450 en los que se requiera hormigón de color blanco.
17	P-550-B	Muy cuidado	A-550 NL-30 NL-80 NR-20 Los que perjudiquen su blancura	Excepcionalmente, y nunca en grandes masas o espesores.	Excepcionalmente y en hormigón blanco, en especial en las de muy alta resistencia.	— En principio, todos los usos del P-550 en los que se requiera hormigón de color blanco.
18	PA-350	Cuidado	A-550 NL-30 NL-80 NR-20	Todas	Todas, salvo las de muy altas o altas resistencias.	— En principio, todos los usos del P-350, prestando la debida atención a las recomendaciones relativas al hormigón.
19	PA-450	Muy cuidado	A-550 NL-30 NL-80 NR-20	Todas, salvo las de muy grandes masas o espesores.	Todas	— En principio, todos los usos del P-450, prestando la debida atención a las recomendaciones relativas al hormigón.
20	PA-550	Muy cuidado	A-550 NL-30 NL-80 NR-20	Excepcionalmente, y nunca en grandes masas o espesores.	Excepcionalmente, en especial en las de altas resistencias.	— En principio, todos los usos del P-550, prestando la debida atención a las recomendaciones relativas al hormigón.
21	S-I-350	Cuidado	A-550 NL-30 NL-80 NR-20	Todas	Todas, salvo las de altas resistencias a corto plazo.	— Obras en medios ligeramente agresivos. — Algunas obras marítimas.
22	S-I-450	Muy cuidado	A-550 NL-30 NL-80 NR-20	Todas	Todas	— Obras en medios ligeramente agresivos. — Algunas obras marítimas.

1

2

3

4

5

6

A LA UTILIZACION DE LOS CEMENTOS

No indicado para	Relativas al hormigón					0
	Aridos (Véase art. 7.º)	Amasado (Véase art. 15)	Puesta en obra Transporte, colocación, compactación, acabado y hormigonado con frío o calor (Véase arts. 16 y 18)	Curado (Véase art. 19)	Desencofrado, desmoldeado, descimbramiento, desapeo, etc. (Véase art. 20)	1
			Normal	Muy cuidado	A plazo normal.	2
						3
						4
— Obras en medios agresivos, en especial por yesos u otros sulfatos. — Macizos de gran masa, en especial con dosificaciones medias o altas.	Idóneos y compatibles, si son coloreados.	Cuidado	Normal	Muy cuidado	A plazo normal.	15
— Obras en medios agresivos, en especial por yesos u otros sulfatos. — Macizos de gran volumen y piezas de espesor grande o medio. — Elementos o piezas fisurables por retracción.	Idóneos y compatibles, si son coloreados.	Muy cuidado	Muy cuidada, atención al transporte.	Muy cuidado, especialmente en las primeras horas.	A plazo normal o más corto.	16
— Obras en medios agresivos, en especial por yesos u otros sulfatos. — Macizos de mediano volumen y piezas de espesor medio. — Elementos o piezas fisurables por retracción.	Idóneos y compatibles, si son coloreados.	Muy cuidado	Muy cuidada, atención al transporte.	Extraordinariamente cuidado, en especial durante las primeras horas.	A plazo más corto.	17
— Obras en ambientes agresivos. — Obras de muy altas o altas resistencias, sobre todo a edades cortas.	Evitar los excesos de finos.	Cuidado	Cuidada, atención a la exudación y a la segregación.	Muy cuidado, especialmente en los primeros días; evitar desecación.	A plazo normal o más largo (sobre todo en tiempo frío).	18
— Obras en ambientes agresivos. — Obras de muy altas resistencias.	Evitar los excesos de finos.	Muy cuidado	Muy cuidada, atención a la exudación y a la segregación.	Muy cuidado, especialmente en las primeras horas y días; evitar desecación.	A plazo normal o algo más largo.	19
— Obras en ambientes agresivos. — Macizos de gran volumen y piezas de gran espesor. — Elementos o piezas fisurables por retracción, especialmente con dosificaciones medias o altas.	Evitar los excesos de finos.	Muy cuidado	Muy cuidada, atención a la exudación y a la segregación.	Muy cuidado, especialmente en las primeras horas; evitar desecación.	A plazo normal o algo más corto.	20
— Obras en ambientes de agresividad media o fuerte, o muy secos. — Obras de altas resistencias iniciales y hormigonado en tiempo frío. — Obras de hormigón sin manchas.	Idóneos	Cuidado; no emplear cemento muy reciente.	Cuidar la compactación, no hormigonar a menos de +2° C.	Prolongado y muy cuidado sobre todo a temperaturas bajas; evitar desecación.	A plazo normal o más largo.	21
— Obras en ambientes de agresividad media o fuerte, o muy secos. — Obras de altas resistencias iniciales y hormigonado en tiempo muy frío. — Obras de hormigón sin manchas.	Idóneos	Muy cuidado	Cuidar la compactación, no hormigonar a menos de +2° C.	Prolongado y muy cuidado sobre todo a temperaturas bajas; evitar desecación.	A plazo normal o algo más corto.	22

7

8

9

10

11

12

## RECOMENDACIONES PRACTICAS PAR

0	Relativas a los propios cementos					
1	Cementos	Almacenamiento (Véase art. 5.º)	No mezclar con	Utilizable en		Indicado para
2				Obras de hormigón en masa	Obras de hormigón armado	
3	4	5	6	7	8	9
23	S-II-350	Cuidado	A-550 NL-30 NL-80 NR-20	Todas	Todas, salvo las de altas resistencias a corto plazo.	<ul style="list-style-type: none"> <li>— Obras en medios de agresividad moderada.</li> <li>— Obras marítimas.</li> </ul>
24	S-III-250	Normal	A-550 NL-30 NL-80 NR-20	Todas, salvo las de resistencias altas o medias.	No recomendable.	<ul style="list-style-type: none"> <li>— Obras en medios agresivos.</li> <li>— Obras subterráneas.</li> </ul>
25	S-III-350	Cuidado	A-550 NL-30 NL-80 NR-20	Todas, salvo las de muy altas resis- tencias.	Todas, salvo las de altas resistencias a corto o largo plazo.	<ul style="list-style-type: none"> <li>— Obras en medios agresivos.</li> <li>— Obras marítimas.</li> <li>— Obras subterráneas.</li> </ul>
26	PUZ-I-250	Normal	A-550 NL-30 NL-80 NR-20	Todas, salvo las de resistencias altas.	No recomendable.	<ul style="list-style-type: none"> <li>— Obras en medios moderadamente agresivos.</li> <li>— Obras marítimas.</li> <li>— Obras de hormigón con áridos reactivos.</li> </ul>
27	PUZ-I-350	Cuidado	A-550 NL-30 NL-80 NR-20	Todas	Todas, salvo las de altas resistencias a corto plazo.	<ul style="list-style-type: none"> <li>— Obras en medios moderadamente agresivos.</li> <li>— Obras marítimas.</li> <li>— Obras de hormigón con áridos reactivos.</li> <li>— Prefabricación con tratamientos higrotérmicos.</li> </ul>
28	PUZ-I-450	Muy cuidado	A-550 NL-30 NL-80 NR-20	Todas	Todas	<ul style="list-style-type: none"> <li>— Obras en medios moderadamente agresivos.</li> <li>— Obras marítimas.</li> <li>— Obras de hormigón con áridos reactivos.</li> <li>— Prefabricación con tratamientos higrotérmicos.</li> </ul>
29	PUZ-II-250	Normal	A-550 NL-30 NL-80 NR-20	Todas, salvo las de resistencias altas	No recomendable.	<ul style="list-style-type: none"> <li>— Obras en medios moderadamente agresivos.</li> <li>— Obras marítimas.</li> <li>— Obras de hormigón con áridos reactivos.</li> </ul>
30	PUZ-II-350	Cuidado	A-550 NL-30 NL-80 NR-20	Todas	Todas, salvo las de altas resistencias a corto plazo.	<ul style="list-style-type: none"> <li>— Obras en medios moderadamente agresivos.</li> <li>— Obras marítimas.</li> <li>— Obras de hormigón con áridos reactivos.</li> <li>— Prefabricación con tratamientos higrotérmicos.</li> </ul>

A LA UTILIZACION DE LOS CEMENTOS :

Relativas al hormigón						0
No indicado para	Aridos (Véase art. 7.º)	Amasado (Véase art. 15)	Puesta en obra Transporte, colocación, compactación, acabado y hormigonado con frío o calor (Véase arts. 16 y 18)	Curado (Véase art. 19)	Desencofrado, desmoldeado, descimbramiento, desapeo, etc. (Véase art. 20)	1
		<b>Cuidado</b>	Cuidar mucho la compactación, no hormigonar a menos de + 5° C.	Enérgico y prolongado, en especial a bajas temperaturas; evitar desecación, sobre todo rápida.	A plazo normal o más largo, sobre todo en tiempo frío.	2
— Obras en ambientes de agresividad fuerte o muy secos. — Obras de altas resistencias iniciales y hormigonado en tiempo frío. — Obras de poco espesor y mucha superficie, o de hormigón sin manchas.	Evitar especialmente los que contienen arcilla.	<b>Normal</b>	Cuidar mucho la compactación, no hormigonar a menos de + 5° C.	Enérgico y prolongado, sobre todo a bajas temperaturas; evitar al máximo la desecación prematura; emplear productos de curado si es preciso.	A plazo bastante más largo.	3
— Obras en ambientes muy secos y hormigonado en tiempo frío. — Obras de alta resistencia o de poco espesor y gran superficie. — Obras de hormigón sin manchas.	Evitar especialmente los que contienen arcilla.	<b>Cuidado</b>	Cuidar mucho la compactación, no hormigonar a menos de + 5° C.	Enérgico y prolongado, sobre todo a bajas temperaturas; evitar al máximo la desecación; emplear productos de curado si es preciso.	A plazo normal, más largo o bastante más largo.	4
— Obras en ambientes muy secos y hormigonado en tiempo frío. — Obras de alta resistencia o de poco espesor y gran superficie. — Obras de hormigón sin manchas.	Evitar especialmente los que contienen arcilla.	<b>Normal</b>	No hormigonar en tiempo frío.	Prolongado y cuidado, sobre todo en climas secos y con temperaturas extremas.	A plazo bastante más largo.	23
— Obras en medios muy agresivos. — Hormigonado en tiempo frío. — Obras de alta resistencia o de poco espesor y gran superficie.	Idóneos; pueden ser reactivos si son inevitables.	<b>Cuidado</b>	No hormigonar en tiempo frío, sin precauciones.	Prolongado y cuidado, sobre todo en climas secos y con temperaturas extremas.	A plazo normal, más largo o bastante más largo.	24
— Obras en medios muy agresivos. — Hormigonado en tiempo frío. — Obras de altas resistencias iniciales.	Idóneos; pueden ser reactivos si son inevitables.	<b>Cuidado</b>	No hormigonar en tiempo frío, sin precauciones.	Prolongado y cuidado, sobre todo en climas secos y con temperaturas extremas.	A plazo normal o más largo.	25
— Hormigonado en tiempo muy frío. — Obras de muy altas resistencias iniciales.	Idóneos; pueden ser reactivos si son inevitables.	<b>Muy cuidado</b>	<b>Cuidada</b>	Prolongado y cuidado, sobre todo en climas secos y con temperaturas extremas.	A plazo normal o algo más corto.	26
— Obras en medios muy agresivos. — Hormigonado en tiempo frío. — Obras de alta resistencia o de gran resistencia.	Idóneos; pueden ser reactivos si son inevitables.	<b>Normal</b>	No hormigonar en tiempo frío.	Prolongado y cuidado, sobre todo en climas secos y con temperaturas extremas.	A plazo bastante más largo.	27
— Obras en medios muy agresivos. — Hormigonado en tiempo frío. — Obras de altas resistencias iniciales.	Idóneos; pueden ser reactivos si son inevitables.	<b>Cuidado</b>	No hormigonar en tiempo frío, sin precauciones.	Prolongado y cuidado, sobre todo en climas secos y con temperaturas extremas.	A plazo normal o más largo.	28
						29
						30
7	8	9	10	11	12	

## RECOMENDACIONES PRACTICAS PAR

0	Relativas a los propios cementos					
	1 Cementos	2 Almacenamiento  (Véase art. 5.º)	3 No mezclar con	4 Utilizable en		6 Indicado para
5 Obras de hormigón en masa				5 Obras de hormigón armado		
31	PUZ-II-450	Muy cuidado	A-550 NL-30 NL-80 NR-20	Todas	Todas	— Obras en medios moderadamente agresivos. — Obras marítimas. — Obras de hormigón con áridos reactivos. — Prefabricación con tratamientos higrortérmicos.
32	A-550	Cuidado	Los demás	Sólo en casos excepcionales o específicos.	Cuando se requieran muy altas resistencias a las veinticuatro horas.	— Obras en medios moderadamente agresivos o situados en terrenos yesíferos. — Obras marítimas. — Obras de reparación o rápida y/o en tiempo frío. — Obras de carácter refractario.
33	NL-30	Normal	Los demás	Sólo en obras pequeñas, poco resistentes, y en las que se requiera impermeabilidad, y con dosificaciones no bajas.	Nunca	— Obras pequeñas de hormigón en masa de muy baja resistencia.
34	NL-80	Normal	Los demás	Sólo en obras pequeñas, poco resistentes, y en las que se requiera impermeabilidad, y con dosificaciones no bajas.	Nunca	— Obras pequeñas de hormigón en masa de baja resistencia.
35	NR-20	Normal	Los demás	Nunca	Nunca	— Obras pequeñas de hormigón en masa de muy baja resistencia.
	1	2	3	4	5	6

## ANEJO 4

## Normas para la utilización del cemento aluminoso

## Preámbulo.

Para la correcta utilización del cemento aluminoso en sus distintas aplicaciones se tendrán en cuenta las normas generales válidas para la confección de morteros y hormigones de cemento portland, con excepción de aquellas que se refieren a los siguientes extremos, en los cuales deberán seguirse las instrucciones específicas para dicho cemento que a continuación se señalan.

## 1. Materiales.

1.1. El cemento aluminoso deberá cumplir con las normas exigidas al tipo A-550 en el pliego de prescripciones técnicas generales para la recepción de cementos.

1.2. El cemento aluminoso no deberá contener más de 0,1 por 100 de azufre.

1.3. Prohibición total de utilizar áridos que contengan álcalis liberables, como puedan ser las arenas procedentes de elementos graníticos, esquistosos, micáceos y todo constituyente más o menos degradado o descompuesto, así como los granulados de escoria.

1.4. Prohibición total de utilizar arenas que contengan fracciones inferiores a 0,5 milímetros.

1.5. Prohibición del uso de cualquier tipo de aditivo.

## 2. Equipos y útiles de trabajo.

2.1. Los equipos y útiles de trabajo estarán limpios y sin trazas de otros cementos, cal ni yeso.

## 3. Dosificación.

3.1. Dosificar los morteros y hormigones con un mínimo de agua, de tal forma que la relación agua/cemento no exceda de 0,4.

3.2. El contenido mínimo de cemento será de 400 kg/m<sup>3</sup> para asegurar la adecuada docilidad y compacidad en ausencia de finos en la arena.

## 4. Puesta en obra del hormigón.

4.1. Se utilizará el vibrado para la puesta en obra del hormigón.

4.2. Además de las prescripciones que sobre la temperatura de los áridos y del agua de amasado se citan para la confección de hormigones de cemento portland, deberá ponerse especial cuidado en evitar que la del hormigón de cemento aluminoso recién preparado alcance valores superiores a los 25° C. Los áridos y el agua, en tiempo caluroso, no estarán expuesto 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 5° 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 centímetros. El

A LA UTILIZACION DE LOS CEMENTOS

No indicado para	Relativas al hormigón					0
	Aridos (Véase art. 7.º)	Amasado (Véase art. 15)	Puesta en obra Transporte, colocación, compactación, acabado y hormigonado con frío o calor (Véase arts. 16 y 18)	Curado (Véase art. 19)	Desencofrado, desmoldeado, descimbramiento, desapeo, etc. (Véase art. 20)	1
— Hormigonado en tiempo muy frío. — Obras de muy altas resistencias iniciales.	Idóneos; pueden ser reactivos si son inevitables.	Muy cuidado	Cuidada	Prolongado y cuidado, sobre todo en climas secos y con temperaturas extremas.	A plazo normal o algo más corto.	2
— Obras en medios agresivos alcalinos. — Macizos de gran volumen o piezas de gran espesor. — Hormigones muy plásticos.	Exentos de limos, arcillas y elementos finos y aportadores de álcalis (micas, feldespatos, etc.).	Muy cuidado — No usar ningún aditivo. — Evitar contaminación con otros cementos. — No reamasar.	Muy cuidada, no hormigonar en tiempo cálido y seco.	Muy cuidado y enérgico durante cuarenta y ocho horas; evitar elevación de temperatura sobre 25° C y desecación.	A plazo muy corto.	3
— Obras de hormigón estructural. — Obras de hormigón en masa de mediana resistencia y/o en medios agresivos.	Rechazar de las arenas las fracciones menores de 0,5 mm.	Mezclar el cemento con el árido en seco y amasar, echando la mezcla sobre el agua.	Utilizar el hormigón inmediatamente después de amasado; no hormigonar en tiempo frío.	Prolongado.	A plazo muy largo	4
— Obras de hormigón estructural. — Obras de hormigón en masa de mediana resistencia y/o en medios agresivos.	Idóneos	Mezclar el cemento con el árido en seco y amasar, echando la mezcla sobre el agua.	Utilizar el hormigón inmediatamente después de amasado; no hormigonar en tiempo frío.	Prolongado.	A plazo muy largo.	31
— Toda clase de obras de hormigón.	Idóneos	Muy cuidado No reamasar. Mezclar el cemento con el árido en seco y amasar, echando la mezcla sobre el agua	Utilizar el hormigón inmediatamente después de amasado; no hormigonar en tiempo frío.	Prolongado.	A plazo muy largo.	32
						33
						34
						35
7	8	9	10	11	12	

llenado de las capas debe distanciarse entre sí veinticuatro horas, dejando sin alisar la superficie superior para obtener una mejor adherencia.

5. Curado.

5.1. Debe efectuarse un curado inicial del hormigón mediante aspersión o riego con agua fría, en forma continuada, una vez finalizado el fraguado, para evitar que la temperatura de la masa sobrepase los 25° C. Habitualmente esta operación finalizará a las veinticuatro horas de la puesta en obra del hormigón para piezas de pequeño espesor, debiéndose prolongar hasta alcanzar las cuarenta y ocho horas en piezas de mayores dimensiones.

5.2. Es conveniente igual que para el cemento portland, evitar la desecación prematura de los elementos constructivos ya elaborados, especialmente en ambientes calurosos y secos. Una buena recomendación práctica es conservarlos a cubierto y sin que lleguen a sobrepasar los 25/30° C, pudiendo ser necesario regarlos periódicamente durante los primeros días.

5.3. Se prohíbe totalmente el curado térmico.

6. Cálculo y proyecto.

6.1. Como resistencia característica del hormigón se adoptará la obtenida a la edad de veinticuatro horas.

6.2. Se asegurará un mayor recubrimiento de las armaduras que el exigido con hormigones fabricados con cemento normal, ya que los hormigones de cemento aluminoso son menos básicos que los de cemento portland y la baja relación agua/cemento hace a los hormigones de cemento aluminoso más porosos y propensos a la carbonatación.

ANEJO 5

Homologación de la adherencia de las barras corrugadas

CAPITULO 1

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 mm., que definen los tres grupos de diámetros siguientes:

- Ø 8 para la serie fina (6, 8 y 10)
- Ø 16 para la serie media (12, 16 y 20)
- Ø 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 cinco barras por diámetro de las que tengan valores más desfavorables para el ensayo de adherencia. De cada barra se cortarán cinco muestras, formándose así las 25 muestras que constituyen la serie por diámetro.

En el certificado de homologación figurarán los valores geométricos de los resaltos correspondientes a las muestras ensayadas. Para comprobaciones posteriores, bastará con un control geométrico de los resaltos y comprobar que los valores medidos son más favorables, respecto a la adherencia, que los que figuran en el certificado de homologación.

La realización de los ensayos se ajustará al procedimiento descrito a continuación.

## CAPITULO II

### Ensayo de adherencia de aceros para armaduras de hormigón armado

#### 1. Objeto.

La presente norma tiene por objeto determinar las características convencionales de adherencia de los aceros utilizados como armaduras en construcciones de hormigón armado.

#### 2. Fundamento del ensayo.

El método consiste en someter a flexión simple las vigas de ensayo hasta la rotura total de la adherencia en cada una de las dos semivigas, midiendo al tiempo el deslizamiento de los dos extremos de la barra.

#### 3. Probetas de ensayo.

##### 3.1. Número de probetas.

Las barras corresponderán a tres diámetros (fino, mediano 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 (figura 1 y 2).

Las dimensiones de las probetas dependen del diámetro de la barra estudiada.

Para barras de diámetro inferior a 16 mm., serán las de la figura 3.

Para barras de diámetro igual o superior a 16 mm., serán las de la figura 4.

##### 3.3. Armaduras auxiliares.

Serán barras lisas de acero dulce. Las figuras 5 y 6 dan el detalle de las armaduras para los dos tipos de probetas.

##### 3.4. Composición y mezcla de hormigón.

La composición deberá ser:

Grava rodada de granulometría 5/15 ó 4/16: 1.300 kg.

Arena de granulometría 0/2: 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.

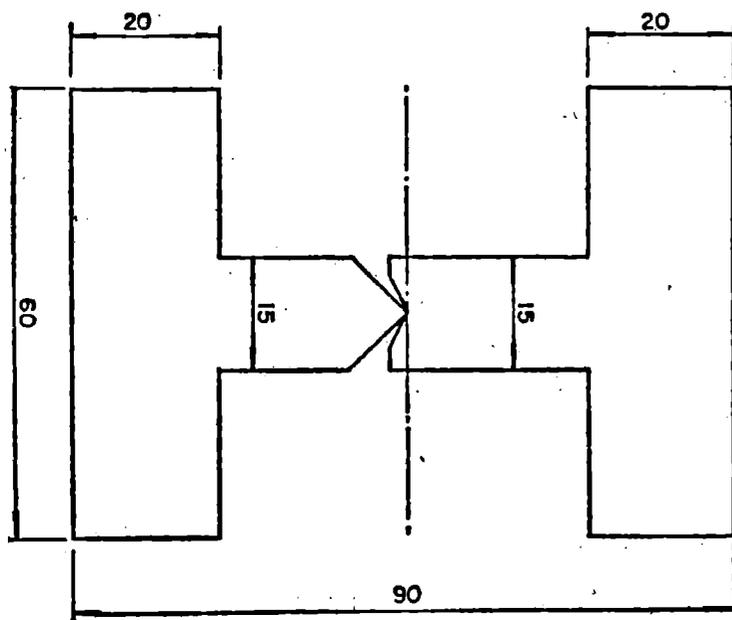
El hormigón deberá ser vibrado por aguja o mesa vibrante y alisado después con llana.

Deberán cubrirse con plástico hasta el desencofrado, que se hará tres días después de su endurecimiento.

# ENSAYO DE ADHERENCIA

## ESQUEMA DE ROTULAS

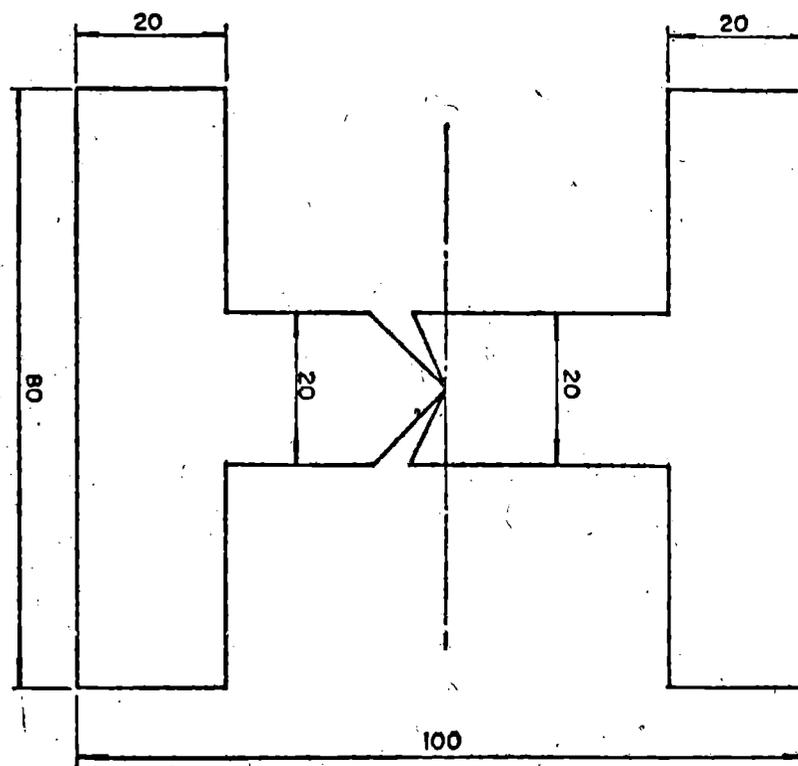
TIPO A



LONGITUD: 100 mm.

Fig. 1

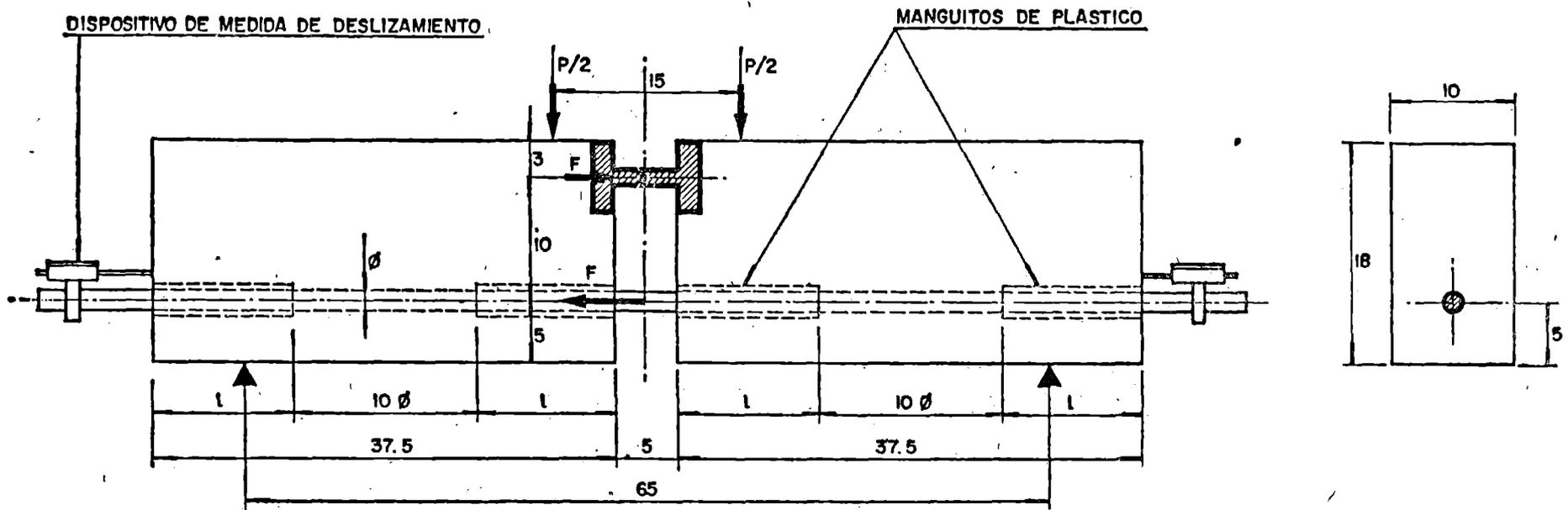
TIPO B



LONGITUD: 150 mm.

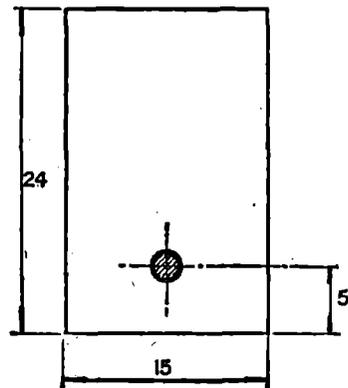
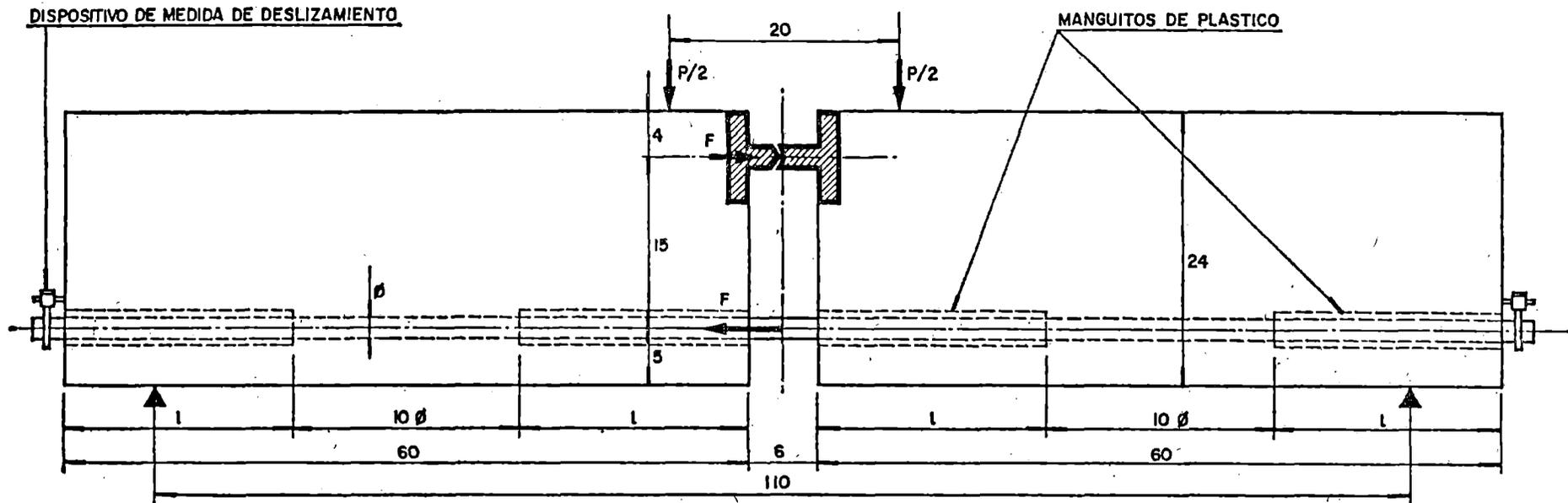
Fig. 2

# ENSAYO DE ADHERENCIA TIPO A ( $\varnothing < 16\text{mm.}$ )



ESCALA 1:6  
Fig. 3

# ENSAYO DE ADHERENCIA TIPO B ( $\phi \geq 16$ mm.)



ESCALA 1:6

Fig. 4

# ENSAYO DE ADHERENCIA TIPO A ( $\phi < 16\text{mm.}$ )

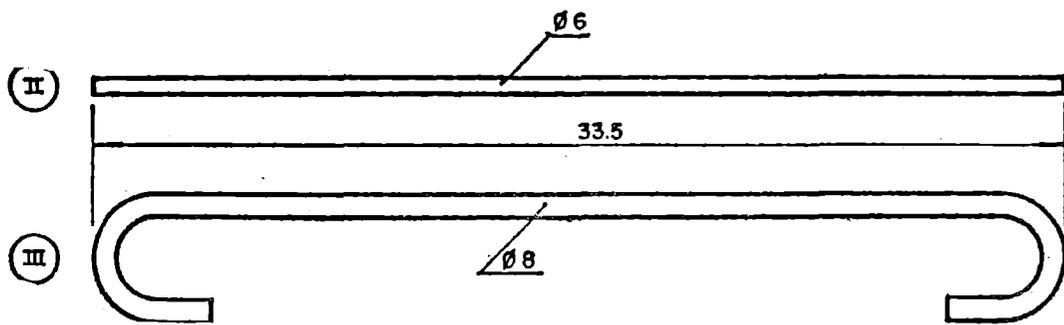
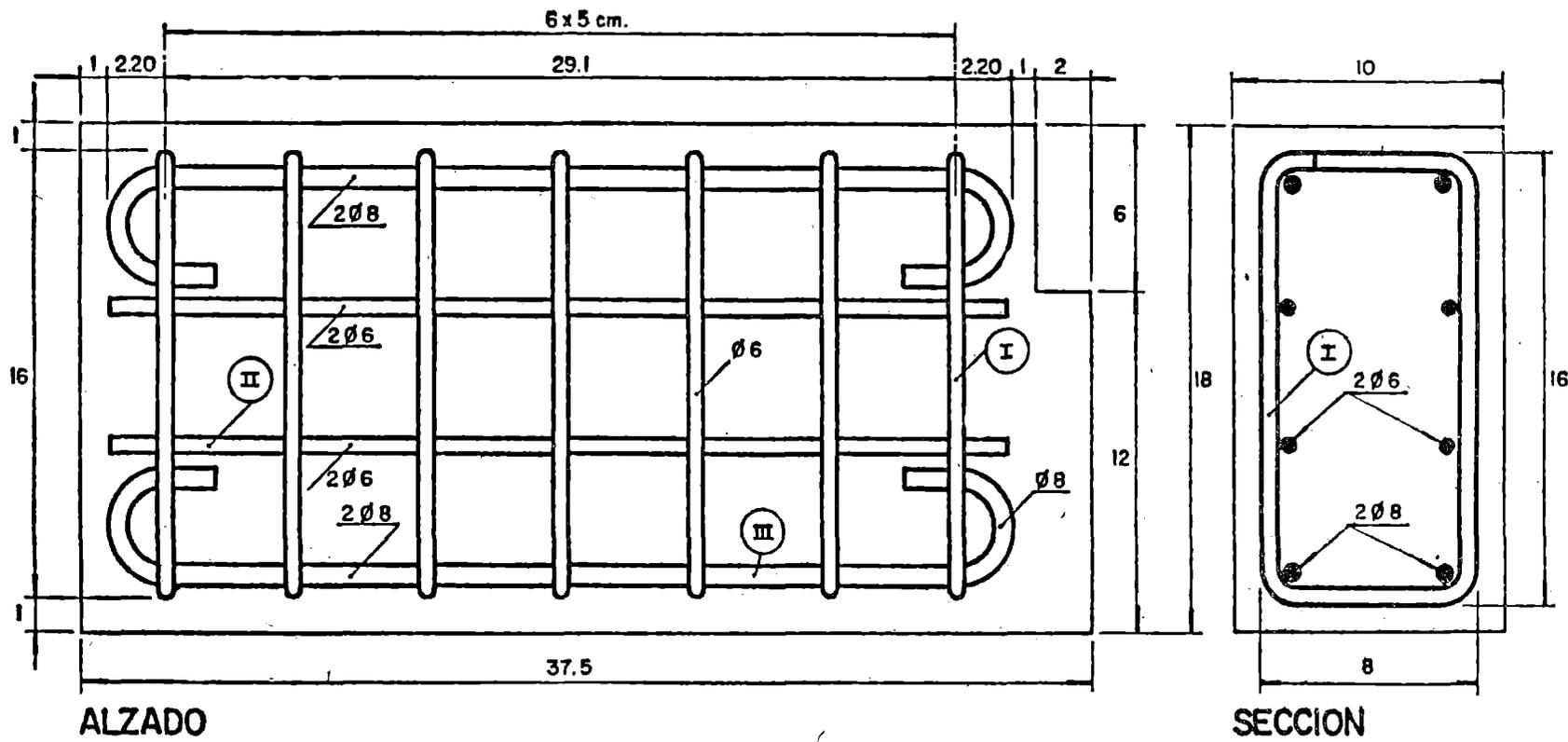
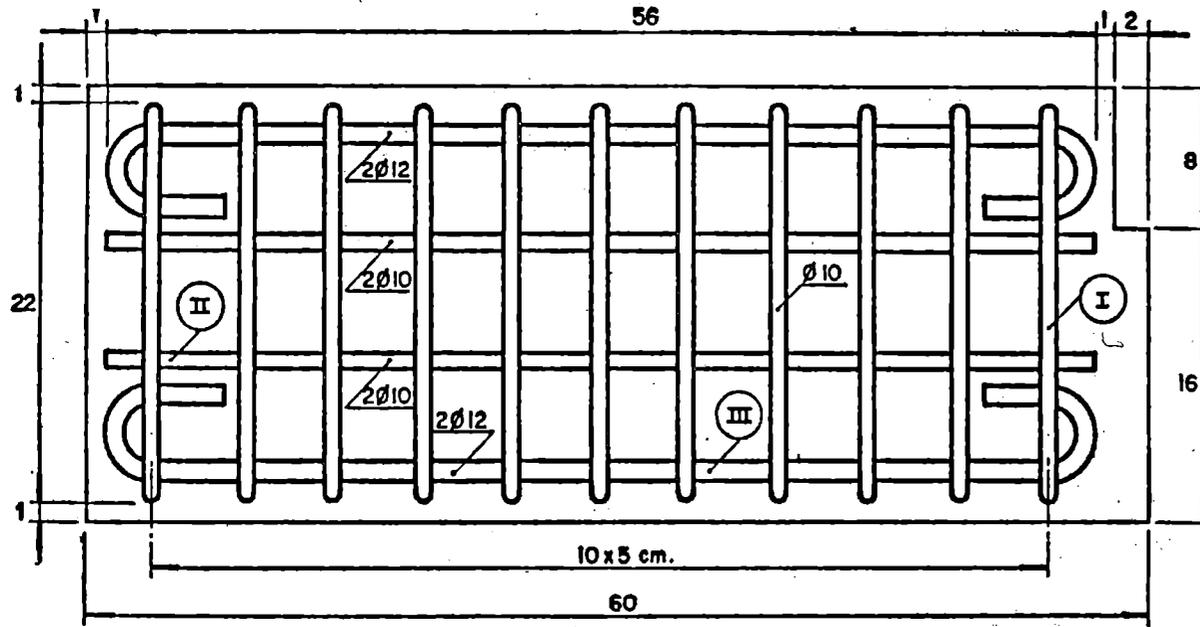


Fig. 5

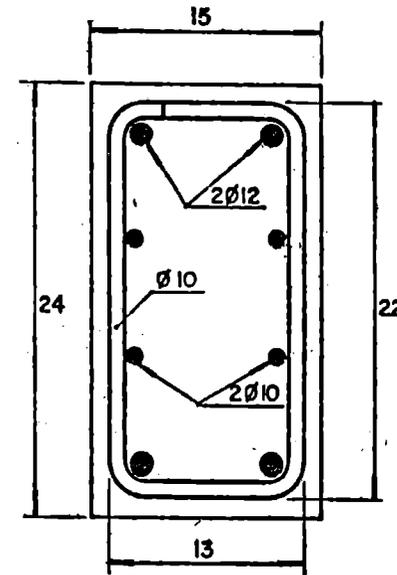
## ARMADURAS DE LAS PROBETAS

ESCALA 1:3

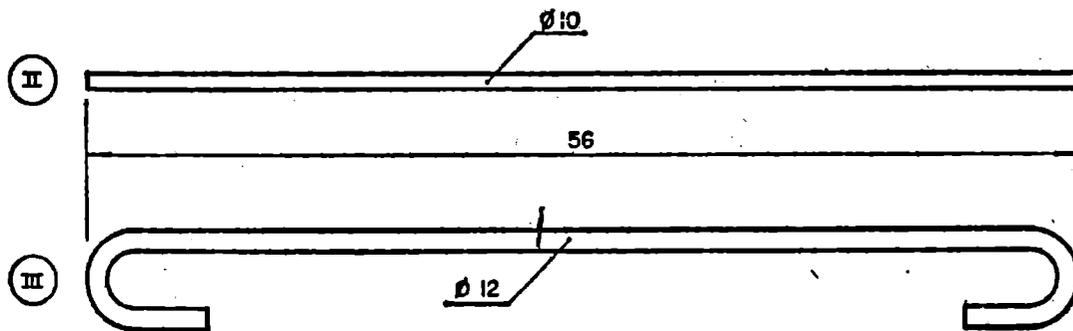
ENSAYO DE ADHERENCIA TIPO B ( $\phi \geq 16$  mm.)



ALZADO



SECCION



ARMADURAS DE LAS PROBETAS

ESCALA 1:5

Fig. 6

Ya desencofradas serán conservadas veinticinco días a  $20 \pm 2^\circ\text{C}$  de temperatura y  $60 \pm 5$  por 100 de humedad relativa.

### 3.6. Resistencia del hormigón:

Será determinada en probeta cúbica de 20 cm. de lado o en probeta cilíndrica de  $15 \times 30$ , confeccionadas y conservadas en iguales condiciones que las vigas.

Como mínimo se confeccionarán tres probetas por amasada. La resistencia media a los veintiocho días deberá estar comprendida entre 230 y 320  $\text{kp}/\text{cm}^2$ , si se mide en probeta cúbica, o entre 185 y 260  $\text{kp}/\text{cm}^2$ , si se mide en probeta cilíndrica.

### 4. Requisitos especiales.

Las barras a ensayar deberán estar en estado bruto de fabricación, exentas de calamina no adherente, sin trazas de herrumbre y cuidadosamente desengrasadas.

La longitud de adherencia ha de ser diez veces el diámetro nominal de la barra y localizada en la zona central de los dos bloques de hormigón. Fuera de estas dos zonas, la barra estará cubierta de un manguito liso de naturaleza plástica que impida el contacto con el hormigón.

### 5. Procedimiento operatorio.

La viga de ensayo, apoyada sobre rodillos o cuchillas móviles, estará solicitada por dos cargas iguales y simétricas respecto al centro de la viga y aplicadas por intermedio de rodillos o cuchillas móviles.

La puesta en carga se realizará por escalones sucesivos correspondientes a tensiones  $\sigma_s$  en la barra de 0, 800, 1.600, 2.400, etcétera,  $\text{kp}/\text{cm}^2$ . La carga total aplicada a la probeta en cada escalón de carga viene dada por una de las dos expresiones siguientes:

$$P = \frac{A \cdot \sigma_s}{1,25} \text{ para barras de } \varnothing < 16 \text{ mm.}$$

$$P = \frac{A \cdot \sigma_s}{1,50} \text{ para barras de } \varnothing \geq 16 \text{ mm.}$$

siendo A la sección nominal de la barra.

El incremento de carga en cada escalón se hará en medio minuto y cada escalón durará lo necesario para la estabilización del deslizamiento, o como máximo dos minutos.

Los deslizamientos se medirán al principio y al final de cada escalón de carga.

El ensayo se continuará hasta la rotura total de la adherencia de la barra en los dos bloques, o hasta la rotura de la barra. Como la rotura de la adherencia no se alcanza simultáneamente en los dos extremos de la barra, se colocarán pinzas de anclaje para que el extremo que deslice primero quede anclado después de deslizar 3 mm. para poder continuar el ensayo hasta la rotura de la adherencia en el otro extremo.

### 6. Obtención de los resultados.

#### 6.1. Cálculo de las tensiones de adherencia.

Si la carga total sobre la viga es P, para un deslizamiento dado, la tensión de adherencia está dada por  $\tau_b = \frac{\sigma_s}{40}$ , estando dada la tensión  $\sigma_s$  por una de las expresiones siguientes:

$$\sigma_s = \frac{1,25 P}{A} \text{ para } \varnothing < 16 \text{ mm.}$$

$$\sigma_s = \frac{1,50 P}{A} \text{ para } \varnothing \geq 16 \text{ mm.}$$

#### 6.2. Valores característicos de la tensión de adherencia.

Serán  $\tau_{bm}$  y  $\tau_{bu}$ , siendo  $\tau_{bm} = \frac{\tau_{0,01} + \tau_{0,1} + \tau_1}{3}$  y  $\tau_{bu}$  la tensión de rotura.

$\tau_{0,01}$  = tensión de adherencia correspondiente a un deslizamiento de 0,01 mm.

$\tau_{0,1}$  = tensión de adherencia correspondiente a un deslizamiento de 0,1 mm.

$\tau_1$  = tensión de adherencia correspondiente a un deslizamiento de 1 mm.

Si la rotura de adherencia o de la barra ocurre antes de que se alcance el deslizamiento de 1 mm., la tensión de rotura  $\tau_{bu}$  constituye el tercer valor a introducir en el cálculo de  $\tau_{bm}$ .

Para la obtención de los valores anteriores hay que disponer de las curvas «cargas-deslizamientos». Si estas no se obtienen por registro directo, pueden trazarse por puntos a partir de las lecturas obtenidas en cada escalón.

## CAPITULO III

### Interpretación de resultados

Los valores medios de cada serie de ensayos de la tensión media y de rotura de adherencia deberán cumplir simultáneamente las dos condiciones siguientes:

$$\tau_{bm} \geq 80 - 1,2 \varnothing$$

$$\tau_{bu} \geq 130 - 1,9 \varnothing$$

expresando  $\varnothing$  en mm. y  $\tau_b$  en  $\text{kp}/\text{cm}^2$ .

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 térmico, 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  $\text{kg}/\text{m}^2$  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 aun 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 período 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 23093. 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 F30, F60, F90, F120, F180 y F240, 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.

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 siguientes que se refieren a hormigón con áridos silíceos. Puede reducirse un 10 por 100 para áridos calizos.

Soportes	Periodos de resistencia al fuego					
	F 30	F 60	F 90	F 120	F 180	F 240
Dimensión mínima de la sección transversal.	150	200	240	300	400	500
Recubrimiento mínimo de la armadura principal	10	20	30	35	35	35

Vigas	Periodos de resistencia al fuego					
	F 30	F 60	F 90	F 120	F 180	F 240
Espesores mínimos de la sección	80	120	150	200	240	280

Vigas	Periodos de resistencia al fuego											
	F 30		F 60		F 90		F 120		F 180		F 240	
	e	c	e	c	e	c	e	c	e	c	e	c
Recubrimiento mínimo (c) correspondiente a cada espesor (e)	80	20	120	35	150	50	200	60	240	75	280	85
	120	10	180	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

Losas macizas	Periodos de resistencia al fuego					
	F 30	F 60	F 90	F 120	F 180	F 240
Canto mínimo	100	100	125	125	150	175
Recubrimiento mínimo de la armadura principal	10	20	30	40	55	65

Forjados aligerados con bovedillas	Periodos de resistencia al fuego					
	F 30	F 60	F 90	F 120	F 180	F 240
Canto mínimo	100	110	140	160	175	180
Ancho mínimo del nervio	50	70	80	90	100	125
Recubrimiento mínimo de la armadura principal	10	20	30	40	55	65

Muros	Periodos de resistencia al fuego					
	F 30	F 60	F 90	F 120	F 180	F 240
Espesor mínimo	100	120	140	160	200	240
Recubrimiento mínimo	10	10	15	25	25	25

Piezas en tracción simple o compuesta	Periodos de resistencia al fuego					
	F 30	F 60	F 90	F 120	F 180	F 240
Dimensión mínima de la sección transversal.	80	120	150	200	240	280
Recubrimiento mínimo de la armadura principal	20	35	50	60	75	85

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

CAPITULO I

Planteamiento teórico general (1)

1. Introducción.

En este apartado 1 se prescinde de los coeficientes de seguridad, que serán introducidos oportunamente. Esto es así por exponerse el cálculo según una teoría general, que sólo debe recibir el concepto de seguridad al emplearla en su aplicación práctica.

Este método de cálculo corresponde a la distribución rectangular en el hormigón y diagrama bilineal en el acero.

1.1. Determinación del tipo de rotura.

El agotamiento de una sección puede producirse por fallo del hormigón comprimido o por fallo de la armadura en tracción. La simultaneidad de ambos tipos de agotamiento se alcanza para una cierta cuantía, a la que corresponde un cierto valor de la profundidad «y» del diagrama de compresiones. A ese valor se le denomina «valor límite» y se expresa en forma relativa

por  $\left(\frac{y}{d}\right)_{lim}$

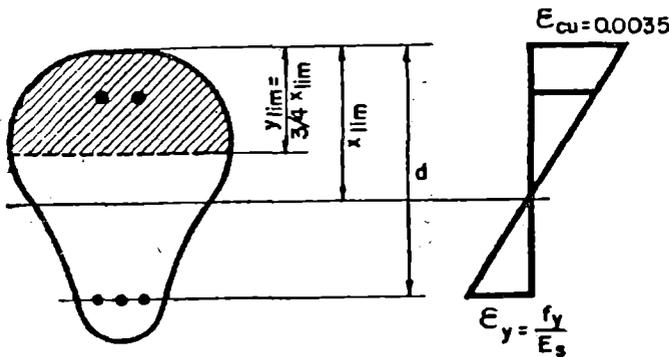


Fig. A.7.1

Siempre que:

$$\frac{y}{d} \leq \left(\frac{y}{d}\right)_{lim}$$

la rotura se produce por fallo de la armadura de tracción. Y cuando:

$$\frac{y}{d} > \left(\frac{y}{d}\right)_{lim}$$

la rotura se produce por fallo del hormigón comprimido.

El valor de  $\left(\frac{y}{d}\right)_{lim}$  se obtiene fácilmente de la ecuación

(1) La lectura de este capítulo no es precisa para efectuar la aplicación práctica del método.

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:

$$\left(\frac{x}{d}\right)_{lim} = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} = \frac{1}{1 + \frac{f_y}{2.100.000 \cdot 0,0035}} = \frac{1}{1 + 1,36 \cdot 10^{-4} \cdot f_y}$$

y como

$$y = 0,75 x$$

resulta

$$\left(\frac{y}{d}\right)_{lim} = \frac{0,75}{1 + 1,36 \cdot 10^{-4} f_y}; \quad (f_y \text{ en } \text{kp/cm}^2) \quad [1]$$

expresión válida para cualquier sección.

El valor de  $\frac{y}{d}$  se deduce de la condición de equilibrio de fuerzas. En el caso más general de flexión compuesta (figura A.7.2), y prescindiendo por ahora de la hipótesis del momento tope, que más adelante se considera, esa condición se escribe:

$$N = f_{ck} \int_0^y b \cdot dy - A_s \cdot f_y + A'_s \cdot f_{yc} \quad [2]$$

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:

$$N \cdot e = f_{ck} \int_0^y b (d - y) d y + A'_s \cdot f_{yc} \cdot (d - d') \quad [4]$$

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:

$$N \cdot e = f_{ck} \cdot b_m \cdot y (d - \lambda y) + A'_s \cdot f_{yc} \cdot (d - d')$$

siendo  $\lambda$  la ordenada relativa, medida respecto al borde más comprimido de la sección, del centro de gravedad del área de compresiones en el hormigón.

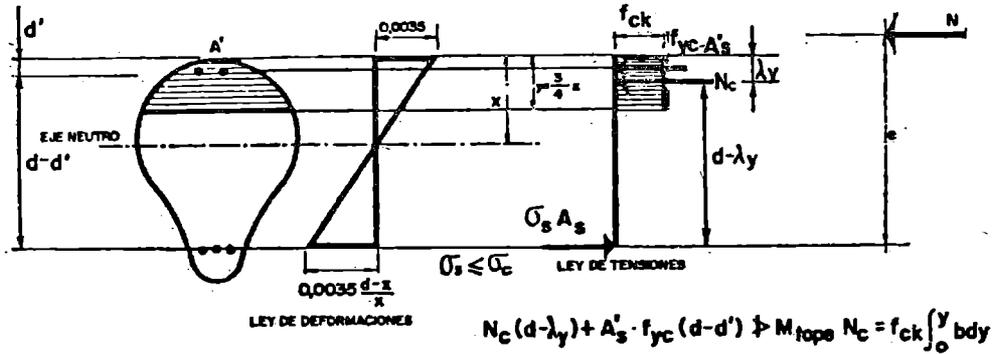


Fig. A.7.2

Esta ecuación de equilibrio de momentos, unida a la de equilibrio de fuerzas [3] anteriormente obtenida, resuelve el cálculo de la sección. Pero debe tenerse en cuenta que la última ecuación mencionada, es decir, la [3], es válida tan sólo cuando  $\frac{y}{d}$

resulta igual o menor que  $\left(\frac{y}{d}\right)_{lim}$

Si resultase mayor, sería necesario introducir una tercera ecuación, la de compatibilidad de deformaciones, ya que en tal caso la armadura  $A_s$  no alcanzaría su límite elástico en el momento de la rotura de la sección, sino una tensión menor denominada  $\sigma_s$ .

Por tanto:

Si resulta  $\frac{y}{d} \leq \left(\frac{y}{d}\right)_{lim}$  la sección se puede calcular mediante las ecuaciones:

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 el siguiente:

$$\frac{y}{d} = \frac{N + A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f_{yc}}{f_{ck} \cdot b_m \cdot d} \quad (3) \quad \left[ \begin{array}{l} \text{válida si resulta} \\ \frac{y}{d} \leq \left(\frac{y}{d}\right)_{lim} \end{array} \right]$$

$$M = N \cdot e = f_{ck} \cdot b_m \cdot d^2 \cdot \frac{y}{d} \left(1 - \lambda \frac{y}{d}\right) + A'_s \cdot f_{yc} \cdot (d - d') \quad (4)$$

$$\frac{y}{d} = \frac{0,75 \cdot 0,0035}{0,0035 + \frac{\sigma_s}{2.100.000}} \quad \sigma_s \text{ en kp/cm}^2 \quad (6) \quad \left[ \begin{array}{l} \text{válida si resulta} \\ \frac{y}{d} > \left(\frac{y}{d}\right)_{lim} \end{array} \right]$$

$$N = f_{ck} \cdot b_m \cdot y - A_s \sigma_s + A'_s \cdot f_{yc} \quad (7)$$

$$M = N \cdot e = f_{ck} \cdot b_m \cdot d^2 \cdot \frac{y}{d} \left(1 - \lambda \frac{y}{d}\right) + A'_s \cdot f_{yc} \cdot (d - d') \quad (5)$$

En este caso en que la rotura se produce por deficiencia del hormigón existe una nueva incógnita, que es la tensión  $\sigma_s$  del acero en tracción.

No obstante el problema se simplifica en la mayoría de los casos al introducir una hipótesis no considerada hasta ahora: la existencia del momento tope.

1.3. Momento tope.

De acuerdo con las hipótesis del artículo 33 de la Instrucción, una sección de hormigón armado no puede resistir un momento superior al «momento tope», cuyo valor es:

$$M_{tope} = 0,70 f_{ck} \int_0^d b(d-y) dy + A'_s \cdot f_{yc} \cdot (d - d') \quad (8a)$$

El valor del momento tope se alcanza para una cierta profundidad  $\left(\frac{y}{d}\right)_{tope}$  del diagrama de compresiones en el hormigón. Esa profundidad se obtiene igualando la expresión general [4] del momento a la expresión [8a] con lo que resulta:

$$f_{ck} \int_0^y b(d-y) dy = 0,70 f_{ck} \int_0^d b(d-y) dy$$

De esta igualdad se obtiene  $\left(\frac{y}{d}\right)_{tope}$

Para efectuar el cálculo de una sección se utilizarán unas u otras fórmulas según resulte el valor de  $\frac{y}{d}$ , en comparación con los valores de  $\left(\frac{y}{d}\right)_{lim}$  y de  $\left(\frac{y}{d}\right)_{tope}$

El caso más sencillo y también el más frecuente es aquel en que se verifica:

$$\left(\frac{y}{d}\right)_{tope} \leq \left(\frac{y}{d}\right)_{lim}$$

En este caso, la ecuación [3] proporciona el valor de  $\frac{y}{d}$ , que debe compararse con los dos de referencia:

$$\left(\frac{y}{d}\right)_{lim} \cdot \left(\frac{y}{d}\right)_{tope}$$

A este caso corresponden las secciones rectangulares y en T, armadas con acero de  $f_y \leq 5.000$  kp/cm<sup>2</sup>.

Caso menos frecuente y en ocasiones más complicado es aquel en que se verifica:

$$\left(\frac{y}{d}\right)_{tope} > \left(\frac{y}{d}\right)_{lim}$$

correspondiente a secciones del tipo T invertida, armadas con acero de límite elástico elevado. En este caso, si el valor  $\frac{y}{d}$

obtenido de la ecuación [3] resulta mayor que  $\left(\frac{y}{d}\right)_{lim}$ ,

la 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  $N_{\text{tope}}$  como aquel valor de  $N$  que corresponde a una profundidad del rectángulo de compresiones igual  $y_{\text{tope}}$ :

$$N_{\text{tope}} = f_{ck} \int_0^{y_{\text{tope}}} bdy + A'_s \cdot f_{yc} - A_s \sigma_s$$

expresión en la que  $\sigma_s$  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

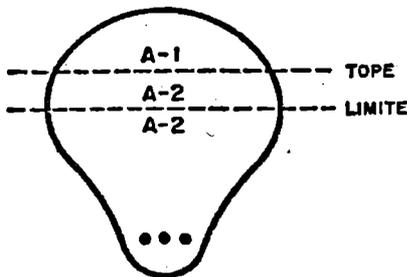


Fig. A.7.3

compresión igual  $0,7 f_{ck}$ , extendida a todo el canto útil). Por tanto, en los casos de grandes profundidades de la fibra neu-

tra, es decir, cuando  $\frac{y}{d} > \left(\frac{y}{d}\right)_{\text{tope}}$ , deberá verificarse:

$$N \leq 0,70 f_{ck} \int_0^d b d y + A_s \cdot f_{yc} + A'_s \cdot f_{yc} \quad [8b]$$

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)  $\left(\frac{y}{d}\right) < \left(\frac{y}{d}\right)_{\text{tope}}$

El sistema [3] [5] soluciona este caso.

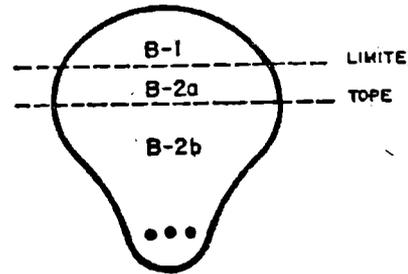


Fig. A.7.4

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:

B.1)  $\frac{y}{d} \leq \left(\frac{y}{d}\right)_{\text{lim}}$

El sistema [3] [5] soluciona este caso.

B.2)  $\frac{y}{d} > \left(\frac{y}{d}\right)_{\text{lim}}$

B.2a)  $N < N_{\text{tope}}$ .

En este caso debe recurrirse al sistema [6] [7] [5].

B.2b)  $N \geq N_{\text{tope}}$ .

La ecuación [8a], con la limitación [8b], soluciona este caso.

CAPITULO 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:

$f_{ck}$	por	$f_{cd}$
$f_{yc}$	por	$f_{yc, d}$
$f_y$	por	$f_{yd}$
$N$	por	$N_d$

Las mencionadas fórmulas prácticas de cálculo se agrupan en dos familias distintas; unas corresponden a dimensionamiento de secciones y otras a comprobación. Si se utilizan las pri-

meras es, por supuesto, innecesario comprobar después la sección así dimensionada.

2.2. Notación y convenio de signos.

El significado de los símbolos de la notación utilizada en los apartados 3, 4 y 5 siguientes puede consultarse en el anexo 1 de esta Instrucción. En particular, conviene recordar aquí el concepto de «capacidad mecánica» de una armadura, que se define como el producto de su sección por la resistencia de cálculo del acero, en tracción o en compresión, según corresponda al trabajo de la armadura. Las capacidades mecánicas se designan por  $U_s$ , reservándose  $U_c$  para representar un concepto análogo, pero aplicado al hormigón:

$U_{s1} = A_s \cdot f_{yd}$  = capacidad mecánica de la armadura de tracción o menos comprimida. Por brevedad se designa a veces también por  $U_{s1}$  a la propia armadura (1).

$U_{s2} = A'_s \cdot f_{yc, d}$  = capacidad mecánica de la armadura de compresión o más comprimida. Por brevedad se designa a veces también  $U_{s2}$  a la propia armadura.

$U_c = f_{cd} \cdot b \cdot d$  = capacidad mecánica de la sección útil del hormigón en sección rectangular.

$U_{ct} = f_{cd} \cdot b \cdot h$  = capacidad mecánica de la sección total de hormigón en sección rectangular.

La fuerza  $N_d$  exterior actuante se considera como positiva si es de compresión y como negativa si es de tracción.

Dada una sección sometida a una fuerza  $N_d$ , se designará por  $U_{s1}$  la armadura más alejada del borde comprimido (o del más comprimido si los dos lo están) y por  $U_{s2}$  a la otra. Con esto quedan definidas las magnitudes  $d$  (canto útil) y  $e$  (excentricidad de la fuerza  $N_d$  con respecto al c. de g. de la armadura  $U_{s1}$ ). 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).

(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  $f_{yd} \leq 4.000$  kp/cm<sup>2</sup> (valor límite máximo admitido en esta Instrucción para  $f_{yc, d}$ ) los valores de  $f_{cd}$  y  $f_{yc, d}$  son idénticos.

(2) Se exceptúa el caso de fuerza de tracción ( $N_d < 0$ ) actuando entre las dos armaduras. Este caso de tracción simple o compuesta se resuelve en el apartado 38.4 de la Instrucción.

Puede ocurrir que por ser la fuerza  $N_d > 0$  y actuar relativamente centrada en la sección, no se sepa de antemano cuál sea el borde más comprimido. En tal caso, se adoptará como tal cualquiera de ellos, a reserva de comprobar en el momento oportuno que la elección ha sido acertada. Esta comprobación de borde, que se estudia más adelante, no siempre resulta necesaria, por lo que en el cuerpo de fórmulas del apartado 3.º se avisa en cada uno de los casos en que es imprescindible hacerla.

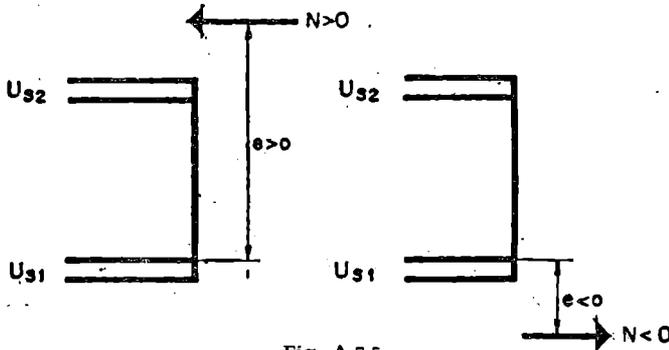


Fig. A.7.5

2.3. Campo de validez de las fórmulas.

Las fórmulas de los apartados 3, 4 y 5 siguientes son válidas cuando se emplea acero de límite elástico característico no superior a 5.000 kp/cm<sup>2</sup> y dicho acero posee escalón de cedencia. Estas fórmulas corresponden a la teoría general del momento tope. Si el acero no posee escalón de cedencia, las citadas fórmulas son igualmente aplicables, admitiendo que el diagrama de cálculo del acero tiene el segundo tramo horizontal a la altura del límite elástico convencional. Para aprovechar algo mejor estos últimos aceros (utilizando el segundo tramo ascendente de su diagrama tensión-deformación), así como para resolver los casos en los que  $f_y > 5.000$  kp/cm<sup>2</sup>, habría que acudir a la ecuación de compatibilidad de deformaciones (ecuación [6] del apartado 1 anterior).

En las fórmulas de los apartados siguientes se supone también que la distancia  $d'$  del centro de gravedad de la armadura de compresión a la fibra extrema más comprimida no es superior al 20 por 100 del canto útil, con lo que dicha armadura trabaja siempre a su límite elástico. Si no fuera así, habría que corregir las fórmulas, encontrando la tensión en la armadura de compresión por medio de la ecuación de compatibilidad de deformaciones.

Conviene recordar, por último, las siguientes prescripciones establecidas en el articulado de esta Instrucción.

- 1.º La resistencia de cálculo del acero en compresión está limitada superiormente por el valor  $f_{yc,d} = 4.000$  kp/cm<sup>2</sup>.
- 2.º La resistencia de cálculo del hormigón en las piezas hormigonadas verticalmente debe reducirse en un 10 por 100.

2.4. Observación final.

La lectura de este subapartado no es necesaria para la aplicación práctica del método. Se trata simplemente de una aclaración encaminada a salvar ciertas anomalías de orden lógico que podrían presentarse al calculista en alguna ocasión especial.

Al emplear las fórmulas de los apartados que siguen puede obtenerse en algún caso particular, poco frecuente, el resultado aparentemente absurdo de que, a igualdad de las restantes variables, secciones con más armadura de compresión se agotan antes que otras de armadura de compresión menor.

La explicación de este hecho reside en que las fórmulas se han obtenido considerando siempre la colaboración total de la armadura  $U_{s2}$ , 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 mas que cuando la totalidad de su recubrimiento esté en compresión. Si se procede de esta última forma, no se llega a la paradoja indicada en el párrafo anterior.

No obstante, se ha seguido el primero de los criterios enunciados porque conduce a fórmulas más sencillas. Y como la diferencia entre los valores numéricos que se obtienen con uno y otro procedimiento es muy pequeña, las fórmulas de los apartados 3, 4 y 5 siguientes son utilizables en todos los casos, sin ninguna reserva.

CAPITULO III

Sección rectangular

3. Fórmulas para sección rectangular con acero de  $f_y \leq 5.000$  kp/cm<sup>2</sup>.

En secciones rectangulares armadas con acero de  $f_y \leq 5.000$  kp/cm<sup>2</sup>, se verifica siempre

$$\left(\frac{y}{d}\right)_{\text{tope}} = 0,45 \leq \left(\frac{y}{d}\right)_{\text{lim}}$$

por lo que se está en el caso A del subapartado 1.4 de este anejo.

3.1. Flexión simple sin armadura de compresión.

3.1.1. Dimensionamiento.

Armadura de tracción necesaria con  $M_d \leq 0,35 U_c \cdot d$  [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:

$$U_{s1} = 0,45 U_c \quad [10]$$

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:

$$d_{\min} = \sqrt{\frac{M_d}{0,35 \cdot f_{cd} \cdot b}} \quad \text{cuando } b \text{ es dato;} \quad [11]$$

$$d_{\min} = \sqrt[3]{\frac{M_d}{0,35 f_{cd}} \cdot \left(\frac{d}{b}\right)} \quad \text{cuando } \frac{d}{b} \text{ es dato;} \quad [12]$$

3.1.2. Comprobación.

Siendo  $M_u$  el momento de agotamiento, debe ser:

$$M_d \leq M_u = U_{s1} \left(1 - \frac{U_{s1}}{2 U_c}\right) d \quad \text{entrando en ella con} \\ U_{s1} \geq 0,04 U_c \quad [13]$$

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  $U_{s2} \geq \frac{M_d}{d - d'}$ . Si fuese

$U_{s2} > \frac{M_d}{d - d'}$  (exceso de armadura  $U_{s2}$ ), resultaría:

$$U_{s1} = \frac{M_d}{d - d'} \leq 0,04 U_c \quad [16]$$

Si fuese  $U_{s2} = \frac{M_d - 0,35 U_c \cdot d}{d - d'}$  (máximo aprovechamiento del hormigón), resultaría:

$$U_{s1} = 0,45 U_c + U_{s2} \quad [17]$$

Caso B: La armadura  $U_{s2}$  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:

$$U_{s2} = \frac{M_d - 0,35 U_c \cdot d}{d - d'} \quad U_{s1} = 0,45 U_c + U_{s2}$$

3.2.2. Comprobación.

Siendo  $M_u$  el momento de agotamiento debe ser:

$$M_d \leq M_u = (U_{s1} - U_{s2}) \left( 1 - \frac{U_{s1} - U_{s2}}{2 U_c} \right) \cdot d + U_{s2} \cdot (d - d') \quad [18]$$

entrando en ella con:  $\begin{cases} U_{s2} \geq U_{s1} \\ U_{s1} \geq 0,45 U_c + U_{s2} \end{cases}$

debiéndose verificar, además, la condición de armadura mínima  $U_{s1} \geq 0,04 U_c$ .

Para  $U_{s2} \geq U_{s1}$  (exceso de armadura de compresión), la fórmula [18] da:

$$M_u = U_{s1} \cdot (d - d')$$

con la condición  $U_{s1} \geq 0,04 U_c$ .

Para  $U_{s1} = 0,45 U_c + U_{s2}$  (máximo aprovechamiento del hormigón) la fórmula [18] da

$$M_u = 0,35 U_c \cdot d + U_{s2} \cdot (d - d') \quad [19]$$

El mismo valor [19] resultaría para  $U_{s1} > 0,45 U_c + U_{s2}$  (exceso de armadura de tracción):

3.3. Compresión simple.

El método del momento tope resuelve también la compresión compuesta, así como en el límite, la compresión simple.

Cuando la compresión es centrada, es decir, cuando la sollicitación exterior  $N_d$  actúa en el baricentro plástico de la sección (véase su definición en el anejo 2), resulta más ventajoso efectuar la comprobación mediante la relación:

$$N_d \geq N_u = 0,7 \cdot b \cdot h \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yc, d} + A_s \cdot f_{yc, d}$$

La excentricidad  $e_b$  correspondiente al baricentro plástico de la sección es:

$$e_b = \frac{0,35 \cdot U_c \cdot d (1 - \rho^2) + U_{s2} \cdot (d - d')}{0,7 \cdot U_{ct} + A_s \cdot f_{yc, d} + U_{s2}} \approx \frac{0,35 U_c \cdot d + U_{s2} (d - d')}{0,7 \cdot U_{ct} + A_s \cdot f_{yc, d} + U_{s2}} \quad [20]$$

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  $U_{s2} \geq U_{s, min}$ , siendo  $U_{s, min}$  el mayor de los tres valores siguientes:

$$0; \quad 0,05 N_d; \quad U_{s, crit} = \frac{N_d \cdot e - 0,35 U_c \cdot d}{d - d'}$$

además

$$U_{s2} \leq 0,5 U_c$$

(en rigor, el valor  $0,05 N_d$  es de obligada consideración tan sólo en compresión compuesta, pudiendo prescindirse de él en flexión compuesta).

Caso A: La armadura  $U_{s2}$  es dada.

$$1.^\circ \quad N_d - U_{s2} \geq 0,7 U_c$$

Se trata de un caso de compresión compuesta. La armadura  $U_{s1}$  trabaja en compresión y su capacidad mecánica será, por tanto  $A_s \cdot f_{yc, d}$ .

Se comprueba:

$$U_{s2} \geq U_{s, min}$$

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  $U_{s2} > U_{s, crit}$  habría que hacer comprobación de borde (fórmula [20] citada en el apartado 3.4).

$$2.^\circ \quad N_d - U_{s2} \leq 0,45 U_c$$

se comprueba:

$$U_{s2} \geq U_{s, min}$$

y se hace:

Fórmula exacta:

$$U_{s1} = U_c \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \frac{N_d \cdot e - U_{s2} \cdot (d - d')}{U_c \cdot d}} \right) + U_{s2} - N_d$$

Fórmula aproximada:

$$U_{s1} = 0,97 \frac{N_d \cdot e - U_{s2} \cdot (d - d')}{d} \left( 1 + \frac{N_d \cdot e - U_{s2} \cdot (d - d')}{U_c \cdot d} \right) + U_{s2} - N_d \quad [22]$$

Si resulta  $U_{s1} \geq 0$ , se trata de un caso de flexión compuesta. La armadura  $U_{s1}$  trabaja en tracción y debe cumplir la condición  $U_{s1} \leq 0,04 U_c$ .

Si resulta  $U_{s1} < 0$ , basta con poner un mínimo de armadura. Se está al lado de la seguridad colocando el mayor de los dos valores siguientes:

$$\begin{cases} U_{s1} \geq 0,04 U_c \\ U_{s1} \geq 0,05 N_d \end{cases}$$

Si es  $N_d > 0$  y el valor de  $U_{s1}$  resulta negativo (prescindiendo de la armadura mínima  $0,04 U_c$  ó  $0,05 N_d$ ), es preciso hacer comprobación de borde (apartado 3.4).

En la fórmula [22] debe entrarse con  $U_{s2} > \frac{N_d \cdot e}{d - d'}$ . Si fue-

se  $U_{s2} > \frac{N_d \cdot e}{d - d'}$  (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  $U_{s2} = U_{s, crit} = \frac{N_d \cdot e - 0,35 U_c \cdot d}{d - d'}$  (máximo aprovechamiento del hormigón) resultaría:

$$U_{s1} = 0,45 U_c + U_{s2} - N_d \leq 0,04 U_c \quad [24]$$

$$3.^\circ \quad 0,7 U_c > N_d - U_{s2} > 0,45 U_c$$

Se trata de un caso intermedio en el que, teóricamente, no es necesaria la armadura  $U_{s1}$ . Por ello se dispondrá la armadura mínima.

Se comprueba  $U_{s2} > U_{s, min}$

y se hace:

$$U_{s1} \geq \begin{cases} 0,05 N_d \\ 0,04 U_c \end{cases} \quad [25]$$

Si fuese  $U_{s2} > U_{s, crit}$  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

$$f_{yd} = f_{yc, d}$$

$$1.^\circ \quad N_d \leq 0,45 U_c$$

$$A'_s \cdot f_{yc, d} = \frac{N_d}{d - d'} \left( e_0 + \frac{d - d'}{2} \right) - \frac{d}{d - d'} N_d \left( 1 - \frac{1}{2} \frac{N_d}{U_c} \right) \leq \begin{cases} 0,04 U_c \\ 0,05 N_d \end{cases} \quad [26]$$

estando  $e_0$  referida al punto medio del canto total, es decir,

$$\text{siendo } e = e_0 + \frac{d - d'}{2}$$

$$2.^\circ \quad N_d \geq 0,45 U_c$$

$$A'_s \cdot f_{yc, d} = \frac{N_d}{d - d'} \left( e_0 + \frac{d - d'}{2} \right) - \frac{d}{d - d'} 0,35 U_c \leq \begin{cases} 0,04 U_c \\ 0,05 N_d \end{cases} \quad [27]$$

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:

$$1.^{\circ} \quad N_d + U_{s1} - U_{s2} \leq 0$$

Hay exceso de armadura de compresión.

$$\left. \begin{aligned} U_{s1} &\geq 0,04 U_c \\ N_d \cdot e &\leq (N_d + U_{s1}) (d - d') \end{aligned} \right\} [28]$$

$$2.^{\circ} \quad 0 \leq N_d + U_{s1} - U_{s2} \leq 0,45 U_c$$

En este caso el agotamiento se produce en flexión compuesta

$$U_{s1} \geq 0,04 U_c$$

$$N_d \cdot e \leq (N_d + U_{s1} - U_{s2}) \left( 1 - \frac{N_d + U_{s1} - U_{s2}}{2 U_c} \right) d + U_{s2} (d - d') \quad [29]$$

$$3.^{\circ} \quad N_d + U_{s1} - U_{s2} \geq 0,45 U_c$$

$$\left. \begin{aligned} U_{s2} &\geq 0,05 N_d \\ N_d \cdot e &\leq 0,35 U_c \cdot d + U_{s2} (d - d') \\ N_d &\leq A_s \cdot f_{yc} \cdot d + U_{s2} + 0,7 U_c \end{aligned} \right\} [30]$$

$$U_{s1} \geq \begin{cases} 0,04 U_c \\ 0,05 N_d \end{cases} \quad [31]$$

CAPITULO IV

Sección en T

4. Fórmulas para sección en T con acero de:

$$f_y \leq 5.000 \text{ kp/cm}^2$$

4.1. Planteamiento general.

El estudio de la sección en T se reduce al de la sección rectangular en todos los casos, y en muchos de ellos resulta más sencillo. En efecto:

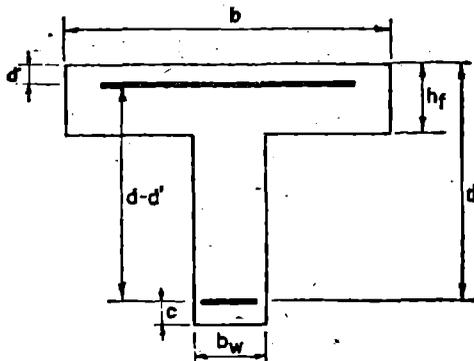


Fig. A.7.6.

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:

$$\frac{y}{d} \leq \frac{hf}{d} \quad [32]$$

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:

$$\frac{y}{d} > \frac{hf}{d} \quad [33]$$

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:

$$U_{2f} = (b - bw) \cdot hf \cdot f_{cd} \quad [34]$$

colocada a una distancia  $\frac{hf}{2}$  del borde más comprimido. La

sección rectangular equivalente tiene entonces una anchura  $bw$ , un canto útil  $d$  y una armadura virtual de compresión igual a:

$$U_{2vf} = U_2 \text{ real} + U_{2f} \quad [35]$$

C-2) Se considera la totalidad de las alas como una armadura de compresión ficticia  $U_{2f, \text{tot}}$  de valor:

$$U_{2f, \text{tot}} = b \cdot hf \cdot f_{cd} \quad [36]$$

colocada en la misma posición del caso anterior. La sección rectangular equivalente tiene, entonces, una anchura  $bw$ , un canto útil  $d - hf$  y una armadura virtual de compresión igual a:

$$U_{2v, \text{tot}} = U_2 \text{ real} + U_{2f, \text{tot}} \quad [37]$$

colocada fuera de la sección, lo que no afecta al cálculo de la misma.

De todo lo expuesto resultan las fórmulas prácticas de los subapartados siguientes.

4.2. Valores de partida y comprobación de borde.

La contribución del hormigón al momento tope en una sección en T vale:

$$M_c = 0,7 f_{cd} \left[ bh_f \left( d - \frac{hf}{2} \right) + 0,5 bw (d - hf)^2 \right] \quad [38]$$

y considerando la armadura de compresión, el momento tope  $M_{\text{tope}}$  resulta:

$$M_{\text{tope}} = M_c + U_{s2} (d - d') \quad [39]$$

El área útil de la sección vale:

$$A_{ce} = b hf + bw (d - hf) \quad [40]$$

y el área total:

$$A_c = b \cdot hf + bw (h - hf) \quad [41]$$

En los subapartados 4.3 y 4.4 se dan fórmulas válidas para el caso general; y en el subapartado 4.5 se definen las secciones en T normales y se dan fórmulas simplificadas para su cálculo en flexión simple.

Para todo lo que sigue, se supone que el borde más comprimido es el correspondiente a las alas (sección en T propiamente dicha), es decir, no se trata el caso de secciones en T invertidas. La comprobación correspondiente se realiza verificando que  $e \geq e_b$ , siendo:

$$e_b = \frac{M_{\text{tope}} - 0,35 f_{cd} bw \cdot c^2}{0,7 f_{cd} A_c + A_s \cdot f_{yc} \cdot d + U_{s2}} \quad [42]$$

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 de canto útil.

Incluye los dos casos siguientes:

$$\left. \begin{aligned} N_d &\geq 0 \\ e &\geq d \end{aligned} \right\} \begin{aligned} N_d &< 0 \\ e &< 0 \end{aligned}$$

Las fórmulas que siguen son válidas para flexión simple, haciendo en ellas:

$$N_d = 0 \quad \text{y} \quad N_d \cdot e = M_d$$

4.3.1. Dimensionamiento.

La armadura  $U_{s2}$  debe cumplir:

$$U_{s2} \geq U_{s, \text{min}} = \frac{N_d \cdot e - M_c}{d - d'} \leq 0$$

Caso A: La armadura  $U_{s2}$  es dada.

Se define el valor:

$$M_o = U_{s2} (d - d') + f_{cd} \cdot b \cdot hf \left( d - \frac{hf}{2} \right)$$

que representa el momento de la armadura virtual  $U_{2v, \text{tot}}$  fórmula [37], respecto al c. de g. de la armadura  $U_{s1}$ .

Pueden ocurrir dos casos:

$$1.^{\circ} \quad N_d \cdot e \leq M_o$$

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:

$$U_{s1} = 0,97 \frac{N_d \cdot e - U_{s2} (d - d')}{d} \left( 1 + \frac{N_d \cdot e - U_{s2} (d - d')}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} \right) + U_{s2} - N_d \leq 0,04 f_{cd} \cdot A_{ce} \quad [44]$$

En la fórmula [44] debe entrarse con  $U_{s2} > \frac{N_d \cdot e}{d - d'}$ . Si fuese

$$U_{s2} \geq \frac{N_d \cdot e}{d - d'} \text{ (exceso de armadura } U_{s2}) \text{ resultaría:}$$

$$U_{s1} = \frac{N_d \cdot e}{d - d'} \text{ (exceso de armadura } U_{s2}) \text{ resultaría:}$$

$$U_{s1} = \frac{N_d [e - (d - d')]}{d - d'} \leq 0,04 f_{cd} \cdot A_{ce} \quad [45]$$

$$2.^{\circ} \quad N_d \cdot e \geq M_o$$

La zona comprimida de hormigón se extiende al alma ( $y \geq h_f$ ).

Se comprueba:

$$U_{s2} \geq U_{s, \min}$$

y se toma:

$$U_{s1} = 0,97 \frac{N_d \cdot e - M_o}{d \cdot h_f} \left( 1 + \frac{N_d \cdot e - M_o}{f_{cd} \cdot b_w (d - h_f)^2} \right) + f_{cd} \cdot b \cdot h_f + U_{s2} - N \leq 0,04 f_{cd} \cdot A_{ce} \quad [46]$$

Caso B: la armadura  $U_{s2}$  no es dada. Conviene hacer  $U_{s2} = U_{s, \min}$  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.

$$1.^{\circ} \quad N_d + U_{s1} - U_{s2} \leq 0$$

Hay exceso de armadura de compresión.

$$N_d \cdot e \leq (N_d + U_{s1}) (d - d') \quad [48]$$

$$2.^{\circ} \quad 0 \leq N_d + U_{s1} - U_{s2} \leq f_{cd} \cdot b \cdot h_f$$

La zona comprimida de hormigón se localiza en las alas ( $y \leq h_f$ ).

$$N_d \cdot e \leq (N_d + U_{s1} - U_{s2}) \left( d - \frac{N_d + U_{s1} - U_{s2}}{2 f_{cd} \cdot b \cdot d} \right) d + U_{s2} \cdot (d - d') \geq M_{tope} \quad [49]$$

$$3.^{\circ} \quad N_d + U_{s1} - U_{s2} \geq f_{cd} \cdot b \cdot h_f$$

La zona comprimida de hormigón se extiende al alma ( $y \geq h_f$ ). Se calcula:

$$U_o = N_d + U_{s1} - U_{s2} - f_{cd} \cdot b \cdot h_f \geq f_{cd} \cdot b_w (d - h_f) \quad [50]$$

y la condición es:

$$N_d \cdot e \leq f_{cd} \cdot b \cdot h_f \left( d - \frac{h_f}{2} \right) + U_{s2} (d - d') + U_o \left( d - h_f - \frac{U_o}{2 f_{cd} \cdot b_w} \right) \geq M_{tope} \quad [51]$$

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:

$$0,05 N_d; \quad U_{s, \text{crit}} = \frac{N_d \cdot e - M_c}{d - d'}$$

Caso A: La armadura  $U_{s2}$  es dada.

Se define el valor:

$$U_n = N_d - 0,7 f_{cd} \cdot A_{ce} - U_{s2} \quad [52]$$

y pueden distinguirse dos casos:

$$1.^{\circ} \quad U_n \geq 0$$

Se trata de un caso de compresión compuesta. La armadura  $U_{s1}$  trabaja en compresión y su capacidad mecánica será, por tanto,  $A_s \cdot f_{yc, c}$ .

Se comprueba:

$$U_{s2} \geq U_{s, \min}$$

y se toma:

$$A_s \cdot f_{yc, c} = U_n \leq 0,05 N_d \quad [53]$$

Debe hacerse comprobación de borde (subapartado 4.2), salvo en el caso de ser  $U_{s2} = U_{s, \min} = U_{s, \text{crit}}$ .

$$2.^{\circ} \quad U_n < 0$$

Se calcula  $U_{nn}$  que es el valor de  $U_{s1}$  dado por las fórmulas [44] o [46], según el caso, prescindiendo de la condición  $U_{s1} \leq 0,04 f_{cd} \cdot A_{ce}$ .

Si resulta  $U_{nn} < 0$ , debe hacerse:

$$U_{s1} \begin{cases} 0,05 N_d \\ 0,04 f_{cd} \cdot A_{ce} \end{cases} \quad [55]$$

y debe comprobarse el borde (subapartado 4.2).

Caso B: La armadura  $U_{s2}$  no es dada.

Conviene hacer  $U_{s2} = U_{s, \min}$  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:

$$a) \quad \frac{h_f}{d} \leq 0,25 \text{ con } \frac{b_w}{b} \geq 0,33. \quad [57]$$

$$b) \quad \frac{h_f}{d} \leq 0,20 \text{ con } \frac{b_w}{b} \geq 0,24. \quad [58]$$

$$c) \quad \frac{h_f}{d} \leq 0,15 \text{ con } \frac{b_w}{b} \geq 0,16. \quad [59]$$

Las fórmulas que siguen son aproximadas, por el lado de la seguridad. En ellas se cuenta como zona de hormigón disponible en la cabeza de compresión únicamente la que 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  $U_{s2} > \frac{M_d}{d - d'}$ . Si fuese

$$U_{s2} \geq \frac{M_d}{d - d'} \text{ (exceso de armadura } U_{s2}) \text{ resultaría:}$$

$$U_{s1} = \frac{M_d}{d - d'} \leq 0,04 f_{cd} \cdot A_{ce} \quad [62]$$

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:

$$M_d \leq M_u = (U_{s1} - U_{s2}) \left( 1 - \frac{U_{s1} - U_{s2}}{2 f_{cd} \cdot b \cdot d} \right) d + U_{s2} \cdot (d - d') \quad [63]$$

$$\text{con } \begin{cases} U_{s2} \geq U_{s1} \\ U_{s1} \geq f_{cd} \cdot b \cdot h_f + U_{s2} \end{cases}$$

debiéndose verificar, además, la condición de armadura mínima:

$$U_{s1} \geq 0,04 f_{cd} \cdot A_{ce}$$

Si fuese  $U_{s2} \geq U_{s1}$  (exceso de armadura de compresión) resultaría:

$$M_u = U_{s1} \cdot (d - d') \text{ con } U_{s1} \geq 0,04 f_{cd} \cdot A_{ce} \quad [64]$$

Si fuese  $U_{s1} \geq f_{cd} \cdot b \cdot h_f + U_{s2}$  (exceso de armadura de tracción), resultaría:

$$M_u = f_{cd} \cdot b \cdot h_f \left( d - \frac{h_f}{2} \right) + U_{s2} \cdot (d - d') \quad [65]$$

## M<sup>o</sup> DE ECONOMIA Y COMERCIO

715

*CORRECCION de errores del Real Decreto 2566/1980, de 7 de noviembre, por el que se reestructuran los capítulos del Arancel de Aduanas 1, 2, 4 y 5 de la sección I (Animales vivos y productos del reino animal) y los capítulos 6 a 14 de la sección II (Productos del reino vegetal).*

Padecidos errores en la inserción del anejo del Real Decreto 2566/1980, de 7 de noviembre, publicado en el «Boletín Oficial del Estado» número 287, de 29 de noviembre de 1980, páginas 28453 y siguientes, se transcriben a continuación las oportunas correcciones, referidas a las partidas y subpartidas arancelarias afectadas:

Partida 01.01, donde dice: «Caballos, asnos y mulos vivos.» debe decir: «Caballos, asnos y mulos, vivos.»

Partida 01.05.B.V.b), donde dice: «Los demás», debe decir: «Las demás».

Partidas 02.01.A.II.a).1 y 02.01.A.II.b).1, donde dice: «En canales, medias canales o cuartos, llamados compensados.» debe decir: «En canales, medias canales o cuartos llamados compensados.»

Partida 02.01.A.III.a).1, donde dice: «En canales o medios canales, incluso sin cabeza, patas ni manteca.» debe decir: «En canales o medias canales, incluso sin cabeza, patas ni manteca.»

Partida 02.01.B.II.c).1, donde dice: «Cabezas y trozos de cabeza, papadas.» debe decir: «Cabezas y trozos de cabeza; papadas.»

Partida 02.01.B.II.c).2, donde dice: «Patas, rabos.» debe decir: «Patas; rabos.»

Partida 02.01.B.II.c).5, donde dice: «Corazones, lenguas, pulmones.» debe decir: «Corazones; lenguas; pulmones.»

Partida 02.02.B.II.c), donde dice: «Troncos, cuellos, troncos con cuello, rabadillas, puntas de alas.» debe decir: «Troncos; cuellos; troncos con cuello; rabadillas; puntas de alas.»

Partida 02.06.B.II.a), donde dice: «Cabezas y trozos de cabeza, papadas.» debe decir: «Cabezas y trozos de cabeza; papadas.»

Partida 02.06.B.II.b), donde dice: «Patas, rabos.» debe decir: «Patas; rabos.»

Partida 02.06.B.II.e), donde dice: «Corazones, lenguas, pulmones.» debe decir: «Corazones; lenguas; pulmones.»

Capítulo 4. Notas complementarias: 7. En la quinta línea del párrafo único, donde dice: «tener un peso neto de 150, 170, 200 gramos o múltiplos de 50 gramos a partir del último», debe decir: «tener un peso neto de 150, 170, 200 gramos o múltiplos de 50 gramos a partir de este último».

Partidas 05.14.B y 05.15.B, donde dice: «Las demás», debe decir: «Los demás».

Partida 06.04.B.II, donde dice: «Simplemente frescos», debe decir: «Simplemente secos».

Partida 07.01.G, donde dice: «VI», debe decir: «IV».

Partida 07.05.A.III.b), donde dice: «Las demás: 1. Habas. 1. Habas», debe decir: «Las demás: 1. Habas. 2. Las demás».

Partida 07.06.A, donde dice: «Raíces de mandioca, arrurruz, salen y demás raíces, etc.» debe decir: «Raíces de mandioca, arrurruz, salep y demás raíces, etc.»

Partida 08.07, donde dice: «Frutas de hueso frescas.» debe decir: «Frutas de hueso, frescas.»

Partida 08.11.A donde dice: «Albaricoques-1», debe decir: «Albaricoques-libre».

Partida 08.11.D, donde dice: «Arándanos o murtones (fruto del Vaccinium myrtillus)-libre», debe decir: «Arándanos o murtones (fruto del Vaccinium myrtillus)-1».

Partida 12.08.C.I, donde dice: «Sin moldear, quebrantar ni moler», debe decir: «Sin mondar, quebrantar ni moler».

## II. Autoridades y personal

### NOMBRAMIENTOS, SITUACIONES E INCIDENCIAS

#### JEFATURA DEL ESTADO

716

*REAL DECRETO 52/1981, de 9 de enero, por el que se nombra Magistrado del Tribunal Constitucional a don Antonio Truyol y Serra.*

De conformidad con lo dispuesto en los artículos ciento cincuenta y nueve de la Constitución y dieciséis de la Ley Orgánica del Tribunal Constitucional, a propuesta del Congreso de los Diputados y previa verificación de su constitucionalidad por el Pleno de dicho Alto Tribunal, con arreglo a lo establecido en los artículos dos, apartado uno, g), y diez, apartado f), de la mencionada Ley Orgánica,

Vengo en nombrar a don Antonio Truyol y Serra Magistrado del Tribunal Constitucional.

Dado en Madrid a nueve de enero de mil novecientos ochenta y uno.

JUAN CARLOS R.

El Presidente del Gobierno,  
ADOLFO SUAREZ GONZALEZ

#### M<sup>o</sup> DE ASUNTOS EXTERIORES

717

*REAL DECRETO 53/1981, de 9 de enero, por el que se nombra Embajador de España en Misión Extraordinaria a don Carlos Sentis Anfruns.*

A propuesta del Ministro de Asuntos Exteriores y previa deliberación del Consejo de Ministros en su reunión del día nueve de enero de mil novecientos ochenta y uno,

#### DISPONGO:

Artículo primero.—Se nombra Embajador de España en Misión Extraordinaria a don Carlos Sentis Anfruns.

Artículo segundo.—Por el Ministerio de Hacienda se habilitarán y transferirán al de Asuntos Exteriores las dotaciones necesarias para atender el nombramiento que antecede en la cuantía procedente.

Dado en Madrid a nueve de enero de mil novecientos ochenta y uno.

JUAN CARLOS R.

El Ministro de Asuntos Exteriores,  
JOSE PEDRO PEREZ-LLORCA Y RODRIGO