

---

**Norma Boliviana**

**CBH 87**

---

# Hormigón armado

ICS 91.080.40 Estructuras de hormigón

Año: 1987

---

**Instituto Boliviano de Normalización y Calidad**

---



## **COMISION PERMANENTE DEL HORMIGON ARMADO**

Por Decreto Supremo N° 17684 de 7 de octubre de 1980, se crea la Comisión Permanente del Hormigón Armado, que se encarga de redactar la CBH-87, con los avances científicos y tecnológicos en el campo del hormigón, haciendo uso de las recomendaciones de los sectores interesados en este tipo de obras y de los Grupos de Trabajo que se han creado para este fin.

La Comisión Permanente ha estado constituida por la representación de los organismos que se citan; representación que ha recaído en los siguientes señores:

### **PRESIDENTE DE LA COMISION PERMANENTE**

Ing. Mario Galindo R. (miembro desde 1978)

### **SECRETARIO TECNICO DE LA COMISION (Min. Urbanismo y Vivienda)**

Ing. Gonzalo Dalence E. (miembro desde 1978)

### **MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES**

Ing. Jaime Antezana T. (miembro desde 1978 a 1985)

### **MINISTERIO DE INDUSTRIA COMERCIO Y TURISMO**

Arq. Alberto Rivera (miembro desde 1982 a 1985)

### **HONORABLE ALCALDIA MUNICIPAL DE LA PAZ**

Ing. Irineo Martínez (miembro desde 1978 a 1986)

### **UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN ANDRES**

Ing. Pedro Bilbao LI. (miembro desde 1978)

### **SOCIEDAD DE INGENIEROS DE BOLIVIA**

Ing. Jorge Guzmán L. (miembro desde 1980)

### **SERVICIO NACIONAL DE CAMINOS**

Ing. Nelson Vega (miembro desde 1982 a 1985)

### **INSTITUTO EDUARDO TORROJA DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO - MADRID**

Arq. Rafael Piñeiro A.

Dr. Álvaro García M.

Dr. Francisco Morán C.

Dr. Fernando Aguirre de Iraola

Ing. José Pedro Gutiérrez

Ing. Rafael Fernández S.

Ing. Manuel Fernández C.

Han prestado colaboración con la comisión en sus trabajos, los siguientes expertos, en su calidad de miembros:

Ing. Yecid Aliaga B. (miembro desde 1982)

Ing. Rodolfo Carpio (miembro desde 1982 a 1985)

Ing. Cesar Castellón (miembro desde 1982 a 1985)

Ing. Fernando Fernholz (miembro desde 1978 a 1984)

Ing. José Gomes L. (miembro desde 1978 a 1981)

Ing. Marcelo Herrera (miembro desde 1982 a 1985)

Ing. José Lara (miembro desde 1978 a 1982)

Ing. Humberto Mendizabal (miembro desde 1978 a 1985)

Ing. Guillermo R. de Celis (miembro desde 1978 a 1980)

Ing. Rodolfo Tito L. (miembro desde 1978 a 1982)

Ing. Miguel Trujillo (miembro desde 1980)

Ing. Carlos Villegas S. (miembro desde 1980 a 1985)

Ing. Antonio Zelaya (miembro desde 1985)



REPUBLICA DE BOLIVIA  
MINISTERIO DE URBANISMO Y VIVIENDA  
TELEFONOS: 372241-372242-372243-372246  
LA PAZ-BOLIVIA

**RESOLUCION MINISTERIAL N° 194**  
La Paz, 22 de octubre de 1986

**CONSIDERANDO:**

Que, en fecha 15 de octubre de 1979, los Ministerios de Industria, Comercio y Turismo, representado por la Dirección General de Normas y Tecnología y de Urbanismo y Vivienda, representado por la Dirección Nacional de la Construcción, han suscrito un programa de cooperación técnica con el nominativo de Convenio de Normalización;

Que este convenio se ha gestado en virtud del inciso f) Art. 2º el Decreto Supremo N° 12309 de 17 de marzo de 1975 y porque es imprescindible un proceso de normalización en los campos expresamente detallados en parágrafo 1.1 del referido convenio;

Que el Convenio de Normalización ha sido homologado por Resolución Suprema N° 191825, de 3 de enero de 1980, para que surta todos sus efectos legales;

Que, por Decreto Supremo N° 17684, de 7 de octubre de 1980, se crea la COMISION PERMANENTE DEL HORMIGON ARMADO, cuya función principal es la de redactar y actualizar la Norma Boliviana del Hormigón Armado.

Que, concluida la etapa de Consulta Pública y la de revisión final de la Norma Boliviana del Hormigón Armado, es necesario ponerla en vigencia a nivel nacional.

**SE RESUELVE:**

**Artículo primero:** El Ministerio de Urbanismo y Vivienda, por intermedio de la COMISION PERMANENTE DEL HORMIGON ARMADO y para los efectos del caso, pone en vigencia a nivel nacional, la Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87) en sus 18 capítulos y 2 Anexos.

**Artículo segundo:** Este documento es de aplicación obligatoria, tanto en el proyecto, diseño, control y construcción de las obras de hormigón armado, sean públicas o privadas, como así también en el de la enseñanza a nivel académico en las universidades del país.

**Artículo tercero:** Se encomienda a la COMISION PERMANENTE DEL HORMIGON ARMADO el hacer respetar las disposiciones de esta Resolución Ministerial y, además, cumplir con la permanente actualización de la Norma Boliviana del Hormigón Armado, de acuerdo con el avance tecnológico universal.

**Artículo cuarto:** Se encomienda a la Dirección Nacional de la Construcción disponer el cumplimiento de la presente Resolución Ministerial.

Regístrese, comuníquese y archívese.

**Arq. Marcos Tufiño Banzer**  
SUBSECRETARIO DE VIVIENDA  
Ministerio de Asuntos Urbanos

**Lic. Franklin Anaya Vásquez**  
MINISTRO DE ASUNTOS URBANOS

## Índice

### PARTE I: PRESCRIPCIONES Y COMENTARIOS

#### SECCION UNO: CRITERIOS BASICO

<b>1</b>	<b>GENERALIDADES</b>	<b>Pág.</b>
1.1	Objetivo y campo de aplicación	1
1.2	Glosario	2
1.3	Unidades convención de signos y notación	2
1.3.1	Unidades	2
1.3.2	Convención de signos	3
1.3.3	Notación	3
1.4	Documentos del proyecto	4
1.4.1	Generalidades	4
1.4.2	Memoria	5
1.4.2.1	Normas generales	5
1.4.2.2	Nota de cálculo	5
1.4.2.3	Cálculos por computadora	6
1.4.3	Planos	7
1.4.4	Pliego de especificaciones técnicas	8
1.4.5	Pliego de especificaciones administrativas	9
1.4.6	Cómputos métricos v/o mediciones	9
1.4.7	Presupuesto	10
1.4.8	Programa de trabajo	10
1.4.9	Modificaciones del proyecto	10

#### SECCION DOS: MATERIALES

<b>2</b>	<b>COMPONENTES DEL HORMIGON</b>	
2.1	Cemento	11
2.1.1	Cementos utilizables	11
2.1.2	Suministro y almacenamiento	11
2.2	Áridos	12
2.2.1	Generalidades	12
2.2.2	Limitación de tamaño	13
2.2.3	Especificaciones y ensayos	13
2.2.4	Almacenamiento	15
2.3	Agua	16
2.3.1	Aguas utilizables	16
2.3.2	Especificaciones y ensayos	16
2.4	Aditivos	17
2.5	Adiciones	17
<b>3</b>	<b>HORMIGONES</b>	
3.1	Composición	18
3.2	Propiedades generales	18
3.3	Propiedades mecánicas	19
3.4	Coefficientes de conversión	20
3.5	Valor mínimo de la resistencia	21
3.6	Clasificación de les hormigones, de acuerdo con su resistencia	21
3.7	Consistencia	22
<b>4</b>	<b>ACEROS</b>	
4.1	Generalidades	23
4.2	Barras lisas	24

4.3	Barras corrugadas	25
4.4	Mallas electro soldadas	27

## SECCION TRES: DISEÑO

### 5 CARACTERISTICAS DE CÁLCULO DE LOS MATERIALES

5.1	Hormigón	29
5.1.1	Resistencia del hormigón	29
5.1.2	Resistencias de cálculo	30
5.1.3	Resistencia mínima del hormigón en función de la del acero	30
5.1.4	Diagrama real, tensión - deformación	31
5.1.5	Diagramas de calculo tensión - deformación	31
5.1.5.1	Caso general	31
5.1.5.2	Casos especiales	33
5.1.6	Modulo de deformación longitudinal	34
5.1.7	Retracción	35
5.1.8	Fluencia	37
5.1.9	Coefficiente de Poisson	40
5.1.10	Coefficiente de dilatación térmica	40
5.2	Aceros	40
5.2.1	Resistencia característica	40
5.2.2	Resistencia de calculo	40
5.2.3	Diagrama tensión - deformación	41
5.2.4	Diagrama de calculo tensión - deformación	42
5.2.5	Modulo de deformación longitudinal	42
5.2.6	Coefficiente de dilatación Térmica	42

### 6 ACCIONES

6.1	Definición y clasificación	43
6.1.1	Acciones directas	43
6.1.2	Acciones indirectas	45
6.1.3	Tipos de valores de las acciones	45
6.2	Valores característicos de las acciones	45
6.2.1	Generalidades	45
6.2.2	Valores característicos de las acciones directas	45
6.2.2.1	Acciones permanentes	45
6.2.2.2	Acciones variables	46
6.2.2.3	Acciones extraordinarias	46
6.2.3	Valores característicos de las acciones indirectas	46
6.3	Determinación de los efectos originados por las acciones	47
6.4	Datos generales para el cálculo de las sollicitaciones	48

### 7 BASES DE CÁLCULO

7.1	Proceso general del cálculo	48
7.1.1	Generalidades: la seguridad	48
7.2	Principio para la determinación de la seguridad	49
7.2.1	Estados Límites últimos	49
7.2.2	Estados Límites de utilización	50
7.3	Coefficiente de seguridad	50
7.3.1	Estados Límites últimos	50
7.3.2	Estados Límites de utilización	52
7.4	Establecimientos de acciones de cálculo e hipótesis de carga más desfavorable	53
7.4.1	Establecimientos de acciones de calculo	53
7.4.2	Hipótesis de carga más desfavorable	54
7.5	Comprobación que deben realizarse	55
7.6	Consideración sobre las acciones extraordinarias	55
7.7	Comprobación relativa al estado limite de equilibrio	56

8.1	Calculo de secciones sometidas a acciones y esfuerzos normales	57
8.1.1	Hipótesis básicas	57
8.1.2	Dominios de deformación	58
8.1.3	Compresión simple o compuesta	59
8.1.4	Compresión simple en piezas zunchadas	60
8.1.5	Flexión recta simple o compuesta	61
8.1.6	Flexión esviada, simple o compuesta	61
8.1.7	Disposición relativa de las armaduras	63
8.1.7.1	Flexión recta simple o compuesta	63
8.1.7.2	Compresión simple o compuesta	64
8.1.7.3	Cuantías geométricas mínimas	67
8.1.7.4	Tracción simple o compuesta	67
8.2	Calculo de secciones sometidas a solicitaciones tangentes	68
A)	Resistencia a esfuerzos cortantes	68
8.2.1	Consideraciones generales	68
8.2.2	Regla de cosido	68
8.2.3	Resistencia a esfuerzos cortantes de elementos lineales	69
8.2.3.1	Esfuerzo cortante real	69
8.2.3.2	Comprobaciones que hay que realizar	70
8.2.3.2.1	Obtención de $V_{u1}$	70
8.2.3.2.2	Obtención de $V_{u2}$	70
8.2.3.2.3	Casos especiales de carga	72
8.2.3.3	Disposiciones relativas de las armaduras transversales	73
8.2.3.4	Disposiciones relativas a las armaduras longitudinales	74
8.2.3.5	Unión de las alas de una viga con el alma	75
8.2.4	Resistencia de placas a esfuerzos cortantes	76
8.2.4.1	Secciones resistentes	76
8.2.4.2	Comprobaciones que hay que realizar	76
8.2.4.2.1	Obtención de $V_{u1}$	76
8.2.4.2.2	Obtención de $V_{u2}$	76
8.2.4.3	Disposiciones relativas de las armaduras transversales	77
8.2.4.4	Disposiciones relativas a las armaduras longitudinales	77
B)	Torsión	77
8.2.5	Generalidades	77
8.2.6	Comprobaciones relativas al hormigón	78
8.2.7	Comprobaciones relativas a las armaduras	79
8.2.8	Disposiciones relativas a las armaduras	80
8.2.9	Torsión y flexión combinadas	81
C)	Punzonamiento	82
8.2.10	Generalidades	82
8.3	pandeo	82
8.3.1	Generalidades	82
8.3.1.1	Campo de aplicación	82
8.3.1.2	Definiciones	83
8.3.2	Bases generales de comprobación	84
8.3.2.1	Método general	84
8.3.2.2	Características de los materiales	85
8.3.2.3	Excentricidad accidental	85
8.3.2.4	Deformaciones diferidas	85
8.3.3	Comprobación de estructuras intraslacionales	86
8.3.4	Comprobación de estructuras traslacionales	86
8.3.5	Comprobación de pilares aislados	86
8.3.5.1	Método general	86
8.3.5.2	Método de la excentricidad ficticia	87
8.3.5.2.1	Excentricidad ficticia	88
8.3.5.3	Otros métodos	89
8.3.6	Comprobación de vigas a pandeo lateral	91
8.4	Comprobación del estado límite de fisuración	92

8.4.1	Generalidades	92
8.4.2	Máxima abertura característica de fisura	93
8.4.3	Comprobación del estado límite de abertura de fisuras	94
8.4.4	Armadura mínima para el control de la fisuración	96
8.4.5	Abertura de fisuras de esfuerzo cortante	97
8.4.6	Fisuración paralela a las armaduras longitudinales	97
8.5	Calculo de las deformaciones	98
8.5.1	Generalidades	98
8.5.2	Calculo de flechas	98
8.5.3	Consideraciones prácticas	99
<b>9</b>	<b>ELEMENTOS ESTRUCTURALES</b>	
9.1	Vigas	100
9.1.1	Vigas	100
9.1.2	Vigas T	101
9.1.2.1	Anchura eficaz de la cabeza	101
9.1.2.2	Cálculo a esfuerzo cortante	104
9.1.3	Vigas cajón	104
9.1.4	Vigas pared o de gran canto	104
9.1.4.1	Generalidades	104
9.1.4.2	Anchura mínima	105
9.1.4.3	Calculo de los esfuerzos longitudinales	106
9.1.4.4	Armaduras longitudinales principales	106
9.1.4.4.1	Vigas de gran canto, simplemente apoyadas	106
9.1.4.4.2	Vigas continuas de gran canto	107
9.1.4.5	Armaduras de alma	107
9.1.4.5.1	Armaduras verticales	107
9.1.4.5.2	Armaduras horizontales	109
9.1.4.6	Dimensionamiento de las zonas de apoyo	110
9.1.4.7	Cargas concentradas en la vertical de los apoyos	111
9.1.5	Ménsulas corlas	112
9.1.5.1	Definición	112
9.1.5.2	Cálculo de las armaduras	112
9.1.5.2.1	Esfuerzos	112
9.1.5.2.2	Armadura principal	113
9.1.5.2.2.1	Cálculo de $A_{sf}$	113
9.1.5.2.2.2	Calculo de $A_{sn}$	113
9.1.5.2.2.3	Cálculo de $A_{sv}$	114
9.1.5.2.3	Armaduras secundarias	114
9.1.5.3	Anclaje de las armaduras	114
9.1.5.4	Cargas colgadas	115
9.1.6	Casos especiales	116
9.1.6.1	Piezas de trazado curvo o poligonal	116
9.1.6.2	Piezas de secciones delgadas	117
9.1.6.3	Piezas de canto superior a sesenta centímetros	117
9.1.6.4	Vigas planas	118
9.1.6.5	Apoyos indirectos	119
9.2	Pilares	120
9.3	Muros	121
9.3.1	Generalidades	121
9.3.2	Rigidez de los muros portantes	121
9.3.3	Principios para la verificación de la seguridad contra pandeo	122
9.3.3.1	Excentricidad de las cargas	122
9.3.3.2	Longitud electiva de pandeo	122
9.3.4	Disposiciones relativas a las armaduras	122
9.3.4.1	Armadura vertical	122
9.3.4.2	Armadura horizontal	122
9.3.4.3	Armadura transversal, eventual	123
9.4	Placas o losas	123

9.4.1	Generalidades	123
9.4.2	Placas o Losas sustentadas en dos bordes paralelos	124
9.4.2.1	Generalidades	124
9.4.2.2	Placas sustentadas en dos bordes paralelos, sometidas a carga uniformemente repartida	124
9.4.2.3	Placas sustentadas en dos bordes paralelos, sometidas a cargas concentradas	124
9.4.2.4	Determinación de la anchura eficaz	126
9.4.3	Placas sustentadas en su contorno	127
9.4.3.1	Generalidades	127
9.4.3.2	Cálculo de momentos	128
9.4.3.3	Disposición de las armaduras	130
9.4.3.4	Reacciones en los apoyos	131
9.4.4	Placas aligeradas	131
9.4.5	Placas sobre apoyos aislados	132
9.4.5.1	Campo de aplicación	132
9.4.5.2	Definiciones	132
9.4.5.3	Disposiciones relativas a las dimensiones de los distintos elementos	134
9.4.5.4	Método de cálculo basado en los pórticos virtuales	134
9.4.5.5	Comprobación a punzonamiento.	138
9.4.5.6	Disposiciones Constructivas	141
9.5	Láminas o cáscaras y plegados	142
9.5.1	Generalidades	142
9.5.2	Principios de cálculo	144
9.5.3	Disposiciones relativas al hormigón	145
9.5.4	Disposiciones relativas a las armaduras	146
9.6	Estructuras reticulares planas	146
9.6.1	Generalidades	146
9.6.2	Cálculo simplificado de solicitaciones	148
9.6.3	Rigidez espacial y estabilidad	149
9.7	Cargas concentradas sobre macizos Articulaciones	152
9.7.1	Cargas concentradas sobre macizos	152
9.7.1.1	Generalidades	152
9.7.1.2	Tensión de contacto localizada	152
9.7.1.3	Armaduras transversales	153
9.7.2	Articulaciones	154
9.7.2.1	Generalidades	154
9.7.2.2	Tipos de articulaciones	155
9.8	Cimentaciones	157
9.8.1	Generalidades Cargas y reacciones	157
9.8.2	Cimentaciones aisladas	160
9.8.2.1	Generalidades	160
9.8.2.2	Zapatas y cabezales tipo 1	162
9.8.2.2.1	Cálculo a flexión	162
9.8.2.2.1.1	Sección de referencia $S_1$	162
9.8.2.2.2	Cálculo del momento flector	163
9.8.2.2.3	Determinación de las armaduras	163
9.8.2.2.4	Disposición de las armaduras	164
9.8.2.2.5	Zapatas	164
9.8.2.2.6	Cabezales sobre dos pilotes	165
9.8.2.2.7	Cabezales sobre varios pilotes	166
9.8.2.2.8	Comprobación de la adherencia	168
9.8.2.2.9	Cálculo a cortante	169
9.8.2.2.9.1	Sección de referencia $S_2$	169
9.8.2.2.9.2	Cálculo del esfuerzo Cortante	171
9.8.2.2.9.3	Valor de cálculo del esfuerzo cortante	171
9.8.2.2.9.3.1	Zapatas	171
9.8.2.2.9.3.2	Cabezales sobre pilotes	172
9.8.2.3	Zapatas y cabezales tipo II	173
9.8.2.3.1	Cálculo a flexión	173
9.8.2.3.2	Comprobación de la adherencia	173
9.8.2.3.3	Cálculo a cortante	173



9.8.2.3.3.1	Cálculo como elemento lineal	173
9.8.2.3.4	Cálculo a punzonamiento	174
9.8.3	Cimentaciones continuas	175
9.8.3.1	Generalidades	175
9.8.3.2	Zapatas corridas	175
9.8.3.2.1	Cálculo a flexión	175
9.8.3.2.2	Comprobación de la adherencia	176
9.8.3.2.3	Comprobación a esfuerzo cortante	176
9.8.3.2.4	Comprobación de las condiciones de fisuración	177
9.8.3.3	Vigas de cimentación	177
9.8.4	Losas de cimentación	178
9.8.4.1	Generalidades	178
9.8.4.2	Dimensionamiento	179
9.8.4.3	Principios de cálculo	180
9.8.5	Pilotes	180
9.8.5.1	Generalidades	180
9.8.5.2	Tipos de pilotes	181
9.8.5.3	Cálculo de esfuerzos	181
9.8.5.4	Dimensionamiento	182
9.8.5.5	Disposición de los pilotes	183
9.9	Elementos estructurales prefabricados	184
9.9.1	Definición y generalidades	184
9.9.2	Diseño y dimensionamiento	184
9.9.3	Zonas de unión	185
9.9.4	Atados	185
9.9.5	Apoyos en ménsula	185
9.9.6	Incorporación de piezas metálicas	186
9.9.7	Juntas	186
9.9.7.1	Generalidades	186
9.9.7.2	Juntas de compresión	187
9.9.7.2.1	Tipos y condiciones generales de utilización	187
9.9.7.2.2	Diseño	187
9.9.7.2.3	Juntas horizontales entre paneles verticales	188
9.9.7.3	Juntas de tracción y de flexión	188
9.9.7.4	Juntas de cizallamiento	188
9.9.7.4.1	Condiciones generales	189
9.9.7.4.2	Comportamiento y resistencia	189
9.9.8	Transporte, almacenamiento y montaje	189
9.9.8.1	Resistencia durante la manipulación	189
9.9.8.2	Dispositivos de izado	190
9.9.9	Identificación y marcado	190
9.9.10	Especificaciones relativas a algunos tipos de elementos estructurales, prefabricados total o parcialmente	190
9.9.10.1	Piezas Compuestas	190
9.9.10.2	Muros constituidos por paneles prefabricados	191
9.9.10.2.1	Comprobaciones que hay que realizar	191
9.9.10.2.2	Esquemas de cicuta	192
9.9.10.2.3	Determinación del punto de aplicación de la resultante de fuerzas verticales	192
9.9.10.2.4	Resistencia y estabilidad de forma frente e solicitaciones verticales	193
9.9.10.2.5	Resistencia a los esfuerzos normales y tangenciales. Combinados	193
9.9.10.3	Muros de arriostramiento	194
9.9.10.4	Forjados de edificación	194
9.9.10.4.1	Tipos	194
9.9.10.4.2	Piezas de entrevigad	194
9.9.10.4.3	Condiciones que deben cumplir los orlados	195
9.9.10.4.4	Medidas que deben adoptarse para garantizar el correcto comportamiento de los forjados	198
9.9.10.5	Diafragmas	198

## SECCION CUATRO: EJECUCION

### 10 PRESCRIPCIONES GENERALES RESPECTO A LA EJECUCION

10.1	Generalidades.	200
10.2	Adecuación del proceso Constructivo, al proyecto	200
10.3	Acciones mecánicas durante la ejecución	201
10.4	Juntas	201
10.4.1	Juntas de dilatación	201
10.4.2	Otras juntas	202
10.5	Puntales cimbras, encofrados y moldes	202

### 11 PRESCRIPCIONES CONSTRUCTIVAS RELATIVAS A LOS HORMIGONES

11.1	Dosificación.	204
11.2	Fabricación	206
11.3	Puesta en obra	208
11.3.1	Transporte y Colocación	208
11.3.2	Compactación	210
11.3.3	Procedimientos especiales de hormigonado	211
11.4	Juntas de hormigonado	211
11.5	Hormigonado en tiempo frío	212
11.6	Hormigonado en tiempo caluroso	214
11.7	Protección y Curado	214
11.8	Descimbramiento, desencofrado y desmoldeo	216

### 12 PRESCRIPCIONES CONSTRUCTIVAS RELATIVAS A LAS ARMADURAS

12.1	Anclaje	218
12.1.1	Generalidades	218
12.1.2	Anclaje de barras lisas	220
12.1.3	Anclaje de barras corrugadas	221
12.1.4	Reglas especiales para el caso de grupos de barras	223
12.1.5	Anclaje de mallas electrosoldadas	224
12.1.6	Anclaje mediante dispositivo mecánico	224
12.1.7	Anclaje de cercos y estribos	225
12.1.8	Anclaje de las armaduras inferiores sobre los apoyos	225
12.2	Empalmes	227
12.2.1	Generalidades	227
12.2.2	Empalmes por traslapo	227
12.2.3	Empalmes por traslapo de grupos de barras	229
12.2.4	Empalmes por traslapo de mallas electrosoldadas	229
12.2.5	Empalmes por soldadura	230
12.3	Adherencia	231
12.3.1	Condiciones de adherencia	231
12.3.2	Resistencia de cálculo para adherencia	232
12.4	Preparación de las armaduras	232
12.4.1	Doblado de las armaduras	232
12.5	Colocación de las armaduras	234
12.5.1	Generalidades	234
12.5.2	Distancias entre barras de armaduras principales	234
12.5.3	Distancia a los paramentos	235

### 13 TOLERANCIAS

13.1	Generalidades	237
13.2	Tolerancias dimensionales	238
13.3	Tolerancias en la posición de las armaduras	238
13.3.1	Recubrimientos	238
13.3.2	Posición de las armaduras principales	238

13.3.3	Posición de las armaduras transversales	239
13.4	Otras tolerancias	239
13.5	Simultaneidad de diversas tolerancias	240
<b>14</b>	<b>PREVENCION Y PROTECCION CONTRA INFLUENCIAS NOCIVAS</b>	
14.1	Generalidades	240
14.2	Durabilidad del hormigón	240
14.3	Corrosión de armaduras	241
<b>SECCION CINCO: CONTROL</b>		
<b>15</b>	<b>CONTROL DEL PROYECTO</b>	
15.1	Generalidades	242
15.2	Autoridad	243
15.3	Presentación de proyectos	243
15.4	Validez del proyecto	244
15.5	Sello de conformidad	244
15.6	Responsabilidad	244
<b>16</b>	<b>CONTROL DE MATERIALES</b>	
16.1	Generalidades	245
16.2	Control de los componentes del hormigón	245
16.2.1	Cemento	245
16.2.2	Agua de amasado	246
16.2.3	Áridos	246
16.2.4	Aditivos	247
16.3	Control de la calidad del hormigón	247
16.4	Control de la consistencia del hormigón	248
16.5	Control de la Resistencia del hormigón	248
16.5.1	Generalidades	248
16.5.2	Ensayos previos	249
16.5.3	Ensayos característicos	251
16.5.4	Ensayos de control	252
16.5.4.1	Generalidades	252
16.5.4.2	Control total (control al 100%)	252
16.5.4.3	Control estadístico	253
16.5.4.4	Decisiones derivadas de los ensayos de control	257
16.5.5	Ensayos de información	257
16.6	Control de calidad del acero	258
16.6.1	Generalidades	258
16.6.2	Control a nivel reducido	258
16.6.3	Control a nivel normal	259
16.6.4	Control a nivel intenso	259
16.6.5	Ensayos de aptitud para el soldeo en obra	260
16.6.6	Criterios para aceptación o rechazo de los aceros	260
<b>17</b>	<b>CONTROL DE LA EJECUCION</b>	
17.1	Generalidades	261
17.2	Control a nivel reducido	262
17.3	Control a nivel normal	263
17.4	Control a nivel intenso	263
17.5	Informaciones sobre la ejecución	263
17.6	Rótulo o cartel de certificación pública	263

<b>18</b>	<b>PRUEBA DE LA OBRA</b>	
18.1	Generalidades	264
18.2	Realización de las pruebas de carga	264
18.3	Forma de realizar las pruebas de carga	265
18.4	Interpretación de los resultados	265
<b>PARTE II: ANEXOS</b>		
ANEXO 1:	Glosario	267
ANEXO 2:	Notación	277

## Hormigón armado

### SECCIÓN UNO: CRITERIOS BÁSICOS

#### 1 GENERALIDADES

##### 1.1 Objetivo y campo de aplicación

Esta norma proporciona las prescripciones de obligatorio cumplimiento en el país y que deben ser observadas en el proyecto ejecución y control de obras de hormigón armado, tanto públicas como privadas, para conseguir la seguridad, durabilidad y adecuación a las condiciones de utilización, requeridas en este caso.

Es aplicable a las estructuras y elementos estructurales de hormigón armado, fabricados con materiales que cumplan las prescripciones contenidas en el mismo.

Puede también servir de base para la construcción de obras especiales o que vayan a estar expuestas a condiciones particulares (zonas sísmicas, temperaturas sensiblemente distintas de las normas, etc.). Pero en estos casos deberá ser complementado o modificado con las reglamentaciones específicas aplicables a los mismos o con las medidas o disposiciones derivadas de las características de la propia obra y /o de su utilización.

Expresamente se excluyen del campo de aplicación de esta norma:

- las estructuras y elementos de hormigón en masa
- las estructuras y elementos de hormigón pretensado
- las estructuras construidas con hormigones especiales, tales como los ligeros, pesados, refractarios, etc.
- las que hayan de estar expuestas a temperaturas superiores a los 70 °C, o inferiores a -10 °C
- las armadas con perfiles metálicos
- las mixtas de hormigón y perfiles metálicos

El Autor del proyecto, el Director de Obra y el Fiscal de la misma, tanto si esta es pública como privada, están obligados a conocer y tener en cuenta las prescripciones del presente Norma; pero pueden bajo su personal responsabilidad, emplear sistemas de cálculo, disposiciones constructivas y métodos de control diferentes de los que aquí se incluyen, si son debidamente justificados ante la Autoridad competente mencionada en 15.2.

#### **Comentario**

*Tomando en consideración, que las prescripciones de esta norma son de obligatorio cumplimiento, los profesionales de las diversas especialidades a quienes compete su aplicación, deben compenetrarse de su contenido. Con tal propósito la enseñanza de la materia en los centros académicos del país, se orientara a su divulgación y conocimiento.*

*En obras especiales, tales como algunas marítimas en contenedores de reactores nucleares, tuberías, presas, etc., se adoptaran las oportunas medidas específicas derivadas de las peculiares características de la propia obra y de su utilización. Las estructuras de hormigón en masa, de hormigón pretensado y las mixtas, y las armadas con perfiles metálicos, exigen el empleo de técnicas especiales y/o métodos específicos de cálculo. Por ello quedan excluidas del campo de aplicación de esta norma.*

*En general los hormigones estructurales se clasifican de acuerdo con su masa específica, en:*

Hormigones	Masa específica
Ligeros	$\geq 1\,200\text{ kg/m}^3$ , pero $\leq 2\,000\text{ kg/m}^3$
Normales	$\geq 2\,000\text{ kg/m}^3$ , pero $\leq 2\,800\text{ kg/m}^3$
Pesados	$\geq 2\,800\text{ kg/m}^3$

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

El efecto perjudicial de las temperaturas elevadas es, en general, mas acentuado en ambiente seco que en ambiente húmedo. Los valores límites que se indican resultan en todos los casos suficientemente seguros. Si la temperatura excede de dichos límites, se deberá recurrir a la consulta de textos especializados y adoptar las oportunas medidas que, en cada caso resulten aconsejables.

## 1.2 Glosario

Los términos y vocablos de significación dudosa o poco conocida que aparecen a lo largo de la presente norma, se interpretara son el significado que se les asigna en el listado de definiciones incluido en el Anexo 1.

## 1.3 Unidades, convención de signos y notación

### 1.3.1 Unidades

Las unidades que se adoptaran, serán las del Sistema Internacional de Unidades SI prescritas en la norma boliviana NB 1.6-001, de diciembre de 1980. No obstante, se establece un periodo de transición hasta el año 1990, durante el cual podrá utilizarse también indistintamente el sistema M.K.S.

#### Comentario

Para familiarizar al lector con el manejo de las unidades SI en los comentarios de la presente norma aparece algunas veces su equivalencia con el sistema tradicional MKS.

La correspondencia entre las unidades del sistema MKS y las del sistema SI es la siguiente:

a) Kilopondio-newton:

$$1\text{ kp} = 9,807\text{ N} \cong 10\text{ N}$$

e inversamente:

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

b) Kilopondio por centímetro cuadrado-newton por milímetro cuadrado :

$$1\text{ kp/cm}^2 = 0,09\text{ N/mm}^2 \cong 0,1\text{ N/mm}^2 = 0,1\text{ MPa}$$

e inversamente:

$$1\text{ MPa} = 1\text{ N/mm}^2 = 10,2\text{ kp/cm}^2 \cong 10\text{ kp/cm}^2$$

Las unidades prácticas recomendadas en el sistema SI son las siguientes:

- para resistencias y tensiones:  $\text{MPa} = \text{N/mm}^2 \cong 10\text{ kp/cm}^2$
- para fuerzas:  $\text{kN} \cong 100\text{ kp}$
- para fuerzas por unidad de longitud:  $\text{kN/m} \cong 100\text{ kp/m}$
- para fuerzas por unidad de superficie:  $\text{kN/m}^2 \cong 100\text{ kp/m}^2$
- para fuerzas por unidad de volumen:  $\text{kN/m}^3 \cong 100\text{ kp/m}^3$
- para momentos:  $\text{kNm} \cong 100\text{ kpm}$
- para masa específica (densidad):  $\text{kg/m}^3$

Tabla 1.3.1 - Múltiplos y submúltiplos

Designación	Valor	Abreviatura
<i>giga</i>	$10^9$	<i>G</i>
<i>mega</i>	$10^6$	<i>M</i>
<i>kilo</i>	$10^3$	<i>k</i>
<i>hecto</i>	$10^2$	<i>h</i>
<i>deca</i>	$10^1$	<i>da</i>
<i>deci</i>	$10^{-1}$	<i>d</i>
<i>centi</i>	$10^{-2}$	<i>c</i>
<i>mili</i>	$10^{-3}$	<i>m</i>
<i>micro</i>	$10^{-6}$	$\mu$
<i>nano</i>	$10^{-9}$	<i>n</i>

\* Esta norma se ha redactado en concordancia con la "Guía para la redacción y estructuración de normas bolivianas".

### 1.3.2 Convención de signos

Para lograr la orientación de una estructura y de cada uno de sus elementos, se debe hacer uso de sistemas de coordenadas, definiendo la dirección de los ejes, a través de vectores.

Para definir el sentido de las rotaciones, se utilizara el sistema dextrógiro, es decir, se consideraran positivas aquellas rotaciones que sigan la regla de mano derecha.

Se consideraran positivas las fuerzas y/o tensiones de tracción, y negativas las de compresión.

#### Comentario

En casos especiales y cuando ello no pueda inducir a error, se podrá utilizar el signo positivo para las fuerzas y/o tensiones de compresión, en lugar de las de tracción, por ejemplo en el caso de pandeo.

### 1.3.3 Notación

La notación utilizada se ajusta a la normalizada por la ISO (norma ISO 3898), cuyas directrices se resumen en la tabla 1.3.3.

Como regla general se preferirá la sencillez a un detalle excesivo.

En el Anexo 2, se incluye el listado de la notación mas frecuentemente utilizada en la presente norma.

#### Comentario

Formación de símbolos:

La construcción de un símbolo para representar una cantidad o un término dado se hará como sigue:

- 1) Se tomara la letra principal según las indicaciones de la tabla 1.3.3.
- 2) Se escogerán subíndices descriptivos, que indiquen, el primero la situación y los siguientes, la causa. Si es preciso, para evitar confusiones se empleara una coma entre las dos categorías de subíndices. Si es necesario, se puede usar cifras como subíndices.

Ejemplo:

$f_{cd,1,v}$  = resistencia de diseño o de calculo del hormigón, a compresión, por esfuerzo cortante

De acuerdo con lo indicado en las prescripciones, por razones de sencillez y siempre que no existan riesgos de equivocación se debe procurar reducir los subíndices a los indispensables. Así, en el ejemplo anterior, el símbolo citado se reducirá a  $f_{c,v}$ .

Tabla 1.3.3 - Guía para la utilización de símbolos

Tipo de letra	Dimensiones	Usos
Mayúscula latina	Fuerza Producto de fuerza por longitud Longitud elevada a una potencia distinta de uno Temperatura	1. Acciones y solicitaciones, trabajo, energía. 2. Área, volumen. Momento estático y momento cuadrático de un área. 3. Temperatura. 4. Módulos de deformación (sin considerar sus dimensiones)
Minúscula latina	Longitud Relación longitud/tiempo elevada a una potencia Fuerza por unidad de longitud o de área, excepto cuando se utilice como subíndice	1. Dimensiones lineales (longitud, ancho, espesor) 2. Velocidad, aceleración, frecuencia 3. Acciones y solicitaciones por unidades de longitud o de área 4. Resistencia (de los materiales) 5. Letras descriptivas (en subíndices) 6. Masa 7. Tiempo
Mayúscula griega	Sin dimensiones	Reservada por los símbolos matemáticos
Minúscula griega	Sin dimensiones	1. Coeficientes y relaciones adimensionales. 2. Deformaciones unitarias. 3. Ángulos
	Masa Fuerza por unidad de área	1. Densidad, masa específica 2. Tensiones

**NOTA**

Los conceptos no incluidos en la tabla, se clasificarán en la categoría a la que más se aproximen.

**1.4 Documentos del proyecto****1.4.1 Generalidades**

Todo proyecto que se refiera a obras nuevas, de reforma o de gran reparación, comprenderá, como mínimo, los documentos que continuación de mencionan referidos al total de sus posibles etapas: diseño, licitación, ejecución y control.

- memoria, en la que se expondrán las necesidades que se deben satisfacer, los factores de todo orden que es preciso tener en cuenta y el proceso de cálculo.
- planos, de conjunto y de detalle, necesarios para que la obra quede perfectamente definida.
- pliego de especificaciones técnicas, donde se hará la descripción de la obra y se regulara su ejecución y utilización en concordancia con la norma de cargas y solicitaciones.
- pliego de especificaciones administrativas, que se redactara de acuerdo con las características particulares de cada obra.
- cómputos métrico y/o mediciones, y lo detalles precisos para su valoración.



- presupuesto, preferentemente descompuesto en partidas, con expresión de los precios unitarios.
- programa calendario del posible desarrollo de los trabajos.

En los proyectos de “obras de reparación menores” y de “obras de conservación” el proyectista podrá simplificar los documentos mencionados tanto en su número como en su contenido, siempre que la obra quede totalmente definida y justificada en todas sus partes y su valor.

En todos los casos, los distintos documentos que en su conjunto constituyen un anteproyecto. Estudio proyecto de cualquier clase deberán estar definidos en forma tal que otro profesional, distinto del autor, pueda interpretar o dirigir los trabajos correspondientes, sin dificultad.

#### **Comentario**

*Las leyes de licitaciones y contratos de obra del sector público establecen las normas que regirán todas las licitaciones y contratos de obra de este sector, señalando las obligaciones y derechos de la entidad licitante, así como de los proponentes y de los contratistas.*

*La actividad profesional del ingeniero y del técnico, esta regulada por la ley del ejercicio profesional y otras disposiciones anexas: Arancel profesional, Código de ética.*

*La prestación de servicios de consultaría proporcionados por las empresas constructoras a entidades del sector publico esta normada por la ley de consultaría.*

*Aparte de lo ya indicado las principales disposiciones legales de aplicación son:*

- código de comercio
- código civil, código de procedimiento civil
- código penal
- ley general del trabajo
- código tributario
- ley de seguro social obligatorio

## **1.4.2 Memoria**

### **1.4.2.1 Normas generales**

En la memoria se deberán considerar los factores sociales, socio nómicos y estéticos que puedan condicionar el proyecto, así como las justificaciones de la solución adoptada en sus aspectos técnicos y económicos, y las características de la obra proyectada.

Se indicaran en ella las solicitudes adoptadas en sujeción a la norma de cargas, las calidades de los materiales y coeficientes de seguridad según esta norma. Métodos de cálculo, niveles de control, previstos y ensayos que deberán efectuarse cuyos detalles y desarrollos se incluirán en anexos especiales.

También figuraran en otros anexos, es estudio del terreno de cimentación, los materiales y los ensayos realizados con los mismos, la justificación el calculo y los precios adoptados, las bases fijadas para la valoración de las unidades de obra y de las partidas alzadas propuestas en el presupuesto de la obra y el importe previsible de las expropiaciones necesarias y del reestablecimiento de servicios y servidumbres afectados en su caso.

### **1.4.2.2 Nota de cálculo**

En todo proyecto deberá figurar, formando parte de la memoria, una nota de calculo, en donde se justifique y razone, con arreglo a lo prescrito en esta norma, tanto las dimensiones de los distintos elementos como el cumplimiento de las condiciones de estabilidad

resistencia y otras de la estructura en su conjunto y de cada una de las partes en que puede suponerse discretizada con objeto de asegurar el buen servicio de la misma.

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

- a) Se utilizara la notación adoptada en esta norma completándola cuando resulte insuficiente con símbolos que observen las reglas generales dadas en el Anexo 2, estos símbolos adicionales serán los únicos cuyo significado habrá que explicar en la nota de cálculo.
- b) Se incluirán las indicaciones necesarias para identificar el elemento que se calcula mediante los croquis suplementarios.
- c) Se especificara la fuente 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 con personal especializado. En este caso, se detallaran dichos estudios en el anexo correspondiente.

#### **Comentario**

*Los niveles de control elegidos influyen en el valor de los coeficientes de seguridad que hay que adoptar en el cálculo, por lo que debe justificarse su adaptación 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 maquina de escribir que contenga los signos necesarios es preferible para evitar confusiones presentar las notas a mano y claras.*

### **1.4.2.3 Cálculos por computadora**

Cuando se efectúen cálculos con ayuda de computadora, se recomienda separar en anexos especiales, cada una de la etapas de calculo, debiendo dichos anexos ser por si mismos, unidades completas y ordenadas.

Cada anexo deberá contener en sus hojas iniciales:

- una somera explicación de las simplificaciones de la estructura real, al asimilarla otra apta para su tratamiento en computadora. la posible repercusión de dichas implicaciones en los resultados, y las correcciones a efectuarse en los mismos, en su caso, para tener en cuenta estos efectos.
- las propiedades supuestas para los materiales, tales como diagramas tensión-deformación, módulos de elasticidad, resistencias y tensiones de calculo, coeficientes de retracción, fluencia y térmicos, capacidad de carga y deformabilidad del terreno.
- la descripción detallada de la estructura simplificada calculada, acompañada de croquis, siempre que sea conveniente, incluyendo dimensiones, áreas e inercias de las secciones, tipos de conexiones en los nudos y condiciones de sustentación.
- las acciones consideradas, las posibles combinaciones y los coeficientes de seguridad adoptados en cada caso.
- cualquier otro dato incluido en el cálculo, especificando unidades y signos
- nombre del programa, tipo de computadora y centro de cálculo.
- método de cálculo utilizado en el programa y, especialmente, las bases del mismo y sus posibles simplificaciones, indicando referencias a las publicaciones consultadas, si la formulación y la marcha del cálculo no son habituales.
- métodos, aproximaciones y simplificaciones empleados en la programación.
- resultados del cálculo con unidades y signos.

- análisis de dichos resultados, acompañando, siempre que sea conveniente, diagramas de esfuerzos o tensiones, sistemas de coordenadas, 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 partir de ellos, de otros resultados a emplearse posteriormente.

### 1.4.3 Planos

Los planos se ajustaran a las “Normas Bolivianas de Dibujo Técnico” de acuerdo con 15.3, y deberán ser lo suficientemente descriptivos para la exacta realización de la obra a cuyo efecto se deberá poder reducir de ellos los planos auxiliares de obra o de taller y las mediciones para las bases.

Las dimensiones en todos los planos, se acotaran en metros y con dos cifras decimales, por lo menos. Como excepción, los diámetros de armaduras, tuberías, etc., se expresarán en milímetros.

Salvo en casos especiales deberán poder efectuarse las mediciones en todos los elementos, sin utilizar mas 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 unívocamente.

Contendrán en su caso detalles de los dispositivos especiales, talos como los de apoyo y/o de enlace.

Igualmente cuando proceda, se harán indicaciones, sobre las contra-flechas, que convenga establecer en los encofrados, sobre el proceso de ejecución, las sobrecargas admisibles y otras advertencias pertinentes.

Por ultimo en cada plano figurara, en la zona inferior derecha del mismo, un cuadro con la resistencia del hormigón y de los aceros empleados en los elementos que este plano define, así como los niveles de control previstos.

#### Comentario

*El formato de las láminas será las prescripciones incluidas acerca de las unidades de las cotas, tienden a facilitar la fácil comprensión de los planos, así como a simplificar el trajo de dibujo, ya que prescindir de las indicaciones, m, cm, etc. Cuando se deba acotar un número entero de metros, deberá escribirse, de acuerdo con lo prescrito, la cifra, seguida de coma y dos (2) ceros.*

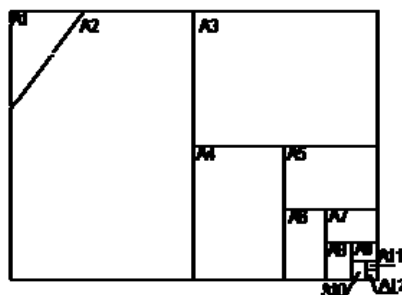


Figura 1.4.3

#### 1.4.4 Pliego de especificaciones técnicas

Con el fin de regular la ejecución de las obras, expresamente el pliego de especificaciones deberá consignar las características de los materiales que hayan de emplearse (especificándose, si se juzga oportuno, la procedencia de los materiales, cuando esta defina una característica de los mismos), los ensayos a los que deben someterse para comprobación de condiciones que han de cumplir, el proceso de ejecución previsto; las normas para la elaboración de las distintas partes de obra, las instalaciones que hayan de exigirse, las precauciones que deban adoptarse durante la construcción; los niveles de control exigidos para los materiales y la ejecución, y finalmente las normas y pruebas previstas para las recepciones correspondientes.

En cualquier caso el Pliego de Especificaciones Técnicas establecerá necesariamente, los siguientes datos de los materiales para la obra:

- tipo, clase y categoría del cemento.
- tipos de acero.
- resistencia especificada para el hormigón

Si para una misma obra se prevén distintos tipos de un mismo material, se detallarán, separadamente, cada uno de ellos, indicándose las zonas en que habrá de emplearlos.

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

En relación con el proceso de ejecución de la obra, se deberán detallar los siguientes aspectos:

- disposiciones de cimbra y encofrados, cuando no sean las usuales.
- proceso de hormigonado, con especial referencia a las juntas (dilatación, hormigonado, etc.).
- proceso de curado, tiempo y condiciones en que debe efectuarse.
- proceso de desencofrado y descimbramiento.
- tolerancias dimensionales.

En el Pliego de Especificaciones Técnicas, se hará constar el valor máximo de la carga para la cual, de acuerdo con los datos facilitados por el proyectista, se permite la utilización de la estructura. Este valor habrá de figurar en una placa, de material indestructible, que se mantendrá permanentemente colocada en un lugar adecuado de la construcción, para la debida información de los usuarios, durante la vida de servicio de la estructura.

##### **Comentario**

*En cuanto a las prescripciones técnicas de ejecución bastara, normalmente, hacer referencia a los correspondientes párrafos de la presente norma, completándolos, cuando sea necesario, con aquellas condiciones particulares de que estime oportuno establecer. Bien entendido que, en ningún caso, dichas condiciones particulares podrán resultar incompatibles, con lo prescrito en esta norma, salvo clara, razonada y excepcional justificación.*

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

*La obligatoriedad de colocar una placa en la que se indique la carga máxima para la cual ha sido proyectada la estructura, tiene por objeto llamar la atención de los usuarios sobre esta circunstancia, de forma análoga a como se hace en ascensores, por ejemplo.*

### 1.4.5 Pliego de especificaciones administrativas

Comprende el conjunto de requerimientos o normas que regulan el procedimiento y forma de presentación de propuestas de licitación, adjudicación, pagos parciales, recepción y liquidación de obras a las cuales deberán ajustarse las relaciones entre entidades licitantes o contratantes y proponentes, o contratistas.

Para obras del sector público, las Especificaciones Administrativas deberán estar de acuerdo a lo señalado por las leyes de Licitaciones, Contrataciones, Reajustes y Control de obras.

Para obras del sector particular o privado las Especificaciones Administrativas serán fijadas por la entidad o persona particular licitante.

### 1.4.6 Cómputos métricos y/o mediciones

En todo proyecto se deberán incluir un detallado y completo cómputo métrico, y/o mediciones su caso, tanto de las cantidades de hormigón y acero a utilizarse en la construcción de la estructura como de las excavaciones y rellenos, y de los encofrados, cimbras y demás elementos auxiliares requeridos. Por otra parte deberán especificarse también las características correspondientes a dichos materiales, necesarios para poder efectuar su correcta valoración al confeccionar el presupuesto de la obra.

#### **Comentario**

*Se recomienda realizar las mediciones, expresando: las excavaciones y rellenos, en metros cúbicos; los encofrados, en metros cuadrados; los hormigones, en metros cúbicos; las armaduras en kilopondios 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 costo de cada uno de estos elementos y sobre todo, permite valorar justamente cualquier modificación que pueda introducirse, después, en los volúmenes de las distintas unidades de obra.*

*Cuando por circunstancias especiales se considere necesario, en los cómputos métricos podrán incluso detallarse por separado, los datos correspondientes a cada uno de los materiales componentes del hormigón.*

### 1.4.7 Presupuesto

El presupuesto podrá estar integrado por partidas o ítems parciales, con expresión de los diferentes precios unitarios descompuestos.

El calculo de los precios de las distintas unidades de obra, se basara en la determinación de los costos directos o indirectos, precisos para su ejecución.

Se consideran costos directos:

- la mano de obra, con sus cargas y seguros sociales.
- los materiales, a los precios resultantes a pie de obra, que queden integrados en la unidad de que se trate y/o que sean necesarios para su ejecución
- los gastos de personal, combustible, energía, etc., que tenga 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 herramientas, y de la maquinaria e instalaciones anteriormente citadas

Se consideran costos indirectos:

- los gastos de instalación de oficinas a pie de obra, comunicaciones, edificación de almacenes, talleres, pabellones temporales para obreros, laboratorios, etc.
- los gastos del personal técnico y administrativo adscrito exclusivamente a la obra.
- los costos de ensayos, controles de calidad, pruebas de laboratorio.
- los gastos generales y utilidades del constructor, y los imprevistos.

Todos estos gastos, excepto aquellos que figuren en el presupuesto valorados en unidades de obra, o en partidas alzadas, se cifran en un porcentaje de los costos directos, igual para todas las unidades de obra: porcentaje que fijara, en cada caso, el 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 costo del control, calculado de acuerdo con el nivel adoptado para el mismo.

Se denomina presupuesto de ejecución material, al resultado obtenido por la suma de los productos de la cantidad de unidad de obra por su precio unitario y de las partidas alzadas.

**Comentario**

*Conviene que el costo 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 Obra. Se recomienda que el pago del control no se efectúe a través del constructor*

**1.4.8 Programa de trabajo**

El programa de trabajo especificara los plazos y las secuencias en los que deberán ser ejecutadas las distintas partes en que pueda descomponerse la obra, determinándose los importes que corresponderá abonar al término de cada uno de aquellos.

**1.4.9 Modificaciones del proyecto**

En los casos en que el proyecto experimente modificaciones durante la ejecución de la obra, con el previo conocimiento y aprobación del Autor del proyecto, según 15.4, se rectificara convenientemente, cuantas veces sea necesario, los cálculos, planos y demás documentos afectados por esas modificaciones, de tal manera que la obra terminada resulten exactamente definidos en los documentos rectificados finales. Si las modificaciones son significativas, el Autor del proyecto o quien hubiere introducido dichas modificaciones, bajo su responsabilidad deberá recabar nuevo SELLO DE CONFORMIDAD según 15.5, así como nueva aprobación de la autoridad administrativa o comunal correspondiente.

**Comentario**

*Siempre que se haga una modificación sobre un plano en concordancia con lo que prescribe el Código de Ética Profesional, deberá estamparse la mención SUSTITUIDO, en las copias anteriores, anotando en el plano rectificado la fecha de su expedición y la referencia del plano.*

*Se conservara una copia, al menos de cada uno de los sucesivos planos rectificados. En obra, para evitar confusiones, se retiraran o, mejor aun, se destruirán, las copias afectadas por la modificación y que queden sustituidas por los planos rectificado.*

## SECCION DOS: MATERIALES

### 2 COMPONENTES DEL HORMIGON

#### 2.1 Cemento

##### 2.1.1 Cementos utilizables

Para la elaboración de los distintos tipos de hormigones se debe hacer uso solo de cementos que cumplan las exigencias de las normas bolivianas referentes al Cemento Pórtland (NB 2.1-001 hasta NB 2.1-014).

Además, el cemento deberá ser capaz de proporcionar al hormigón las cualidades que a este se exigen en el capítulo 3.

En ningún caso se deben utilizar cementos desconocidos o que no lleven el sello de calidad otorgado por el organismo competente.

En los documentos de origen figurarán el tipo, la clase y categoría a que pertenece el cemento, así como la garantía del fabricante de que el cemento cumple las condiciones exigidas por las NB 2.1-001 hasta 2.1-014.

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

##### **Comentario**

*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.*

##### 2.1.2 Suministro y almacenamiento

Se recomienda que si la manipulación del cemento se va a realizar por medios mecánicos, su temperatura no exceda de setenta grado centígrado: y si se va a realizar a mano, no exceda del mayor de los dos (2) límites siguientes:

- a) Cuarenta grados centígrados (40 °C).
- b) Temperatura ambiente más cinco (5) grados centígrados (5 °C).

Cuando la temperatura del cemento exceda de 70 °C, deberá comprobarse con anterioridad a su empleo, que éste no presenta tendencia a experimentar falso fraguado: de otro modo su empleo no esta permitido, hasta que se produzca el enfriamiento.

Cuando el suministro se realice en sacos, el cemento se recibirá en obra en los mismos envases cerrados en que fue espedido de fábrica y se almacenará en sitio ventilado y protegido, 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 aíslen de la humedad.

Si el periodo de almacenamiento ha sido superior a un mes, se comprobará que las características del cemento continúan siendo adecuadas. Para ello, se realizarán los oportunos y previos 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 numeral 16, la resistencia mecánica, a 28 días, del hormigón con él fabricado.

#### **Comentario**

*En el almacenamiento del cemento suministrado en sacos, deberá garantizarse su buena conservación. A tal fin, además de lo indicado en las prescripciones, se recomienda que, al almacenar los sacos, se dispongan de forma que se puedan ir utilizando las distintas partidas en el mismo orden de su llegada a la obra y que en cada pila no se coloquen más de diez.*

*Aun en los casos en que las condiciones de conservación sean excelentes, un período de almacenamiento prologado suele originar disminución 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 temer 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 11.1, de esta norma o eventualmente, por otra más estricta que puede figurar en el Pliego de Especificaciones Técnicas.*

*Para establecer la nueva dosificación, resultan muy útiles los resultados de los ensayos anticipados de resistencia, ya que, en general, el porcentaje de disminución de resistencia del cemento a veintiocho días es aproximadamente el mismo que a 7 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.*

## **2.2 Áridos**

### **2.2.1 Generalidades**

La naturaleza de los áridos y su preparación serán tales que permitan garantizar la adecuada resistencia y durabilidad del hormigón, así como las demás características que se exijan a éste en el Pliego de Especificaciones Técnicas.

Como áridos para la fabricación de hormigones, pueden emplearse arenas y gravas obtenidas de yacimientos naturales, rocas trituradas u otros productos cuyo empleo se encuentre aceptado 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 prescritas en 2.2.3.

Se prohíbe el empleo de áridos que contengan o puedan contener materias orgánicas, piritas o cualquier otro tipo de sulfuros e impurezas.

Se entiende por “arena” o “árido fino”, el árido o fracción del mismo que pasa por el tamiz de 5 mm de malla (tamiz 5 NB/UNE 7050) por “grava” o “árido grueso”, el que resulte 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 (de acuerdo con las normas NB/UNE 41110, NB/UNE 41111 y NB/UNE 41112).

#### **Comentario**

*Los áridos no deben ser químicamente 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 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, por ejemplo, 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 se realiza en construcciones sometidas a efectos de abrasión, tales como los pavimentos.*

*De los tres (3) grupos de ensayos citados, en el apartado 2.2.3, se recogen solamente los del primero, más el de heladicidad, correspondiente al segundo. No siendo este último ensayo de interés general, su obligatoriedad se deja a criterio del Pliego de Especificaciones Técnicas, el cual podrá exigir, además, a la vista de las circunstancias que concurren en la obra de que se trate, la realización de los ensayos adicionales que considere oportunos.*

*Las piritas, aún en pequeña cantidad, resultan muy peligrosas para el hormigón, pues, por oxidación u 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 del cemento.*

### **2.2.2 Limitación de tamaño**

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

- a) Los cinco sextos (5/6) de la distancia horizontal libre entre armaduras independientes, si es que dichas aberturas tamizan el vertido del hormigón (véase 12.5.2), o de la distancia libre entre una armadura y el paramento más próximo (véase 12.5.3).
- b) La cuarta (1/4) parte del ancho, espesor o dimensión mínima de la pieza que se hormigona.
- c) Un tercio (1/3) de la altura libre de los nervios de los entrepisos (véase 9.9.10.4.3).
- d) Un medio (1/2) del espesor mínimo de la losa superior en los entrepisos (véase 9.9.10.4.3).

En ciertos elementos de pequeño espesor, y previa justificación, el límite b) podrá elevarse al tercio (1/3) de la mencionada dimensión mínima, como se establece en c).

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

#### **Comentario**

*Las piezas de ejecución muy cuidada (caso de prefabricación en taller) y aquellos elementos en los que el efecto pared del encofrado sea reducido (por ejemplo los que se encofran por una sola cara) constituyen dos ejemplos en los que el límite b) 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) se fuesen determinantes.*

### **2.2.3 Especificaciones y ensayos**

La cantidad de sustancias perjudiciales que pueden presentar los áridos, no excederá de los límites que se indican en la tabla 2.2.3.a.

**Tabla 2.2.3.a - Cantidad máxima de sustancias perjudiciales que pueden presentar los áridos**

Sustancias perjudiciales	Cantidad máxima, en % del peso total de la muestra	
	Árido fino	Árido grueso
- Terrones de arcilla ..... (determinados con arreglo al método de ensayo indicado en la norma NB/UNE 7133)	1,00	0,25
- Partículas blandas ..... (determinados con arreglo al método de ensayo indicado en la norma NB/UNE 7134)	-	5,00
- Finos que pasan por el tamiz 0,080 NB/UNE 7050 ..... (determinados con arreglo al método de ensayo indicado en la norma NB/UNE 7135)	5,00	1,00
- Material retenido por el tamiz 0,063 NB/UNE 7050 y que flota en un líquido de masa específica 2,0 ..... (determinados con arreglo al método de ensayo indicado en la norma NB/UNE 7244)	0,50	1,00
- Compuestos de azufre expresados en $SO_4^{=}$ referidos al árido seco (determinados con arreglo al método de ensayo indicado en la norma NB/UNE 7245)	1,20	1,20

No se utilizarán aquellos áridos finos que presenten una proporción de materia orgánica tal que, ensayados con arreglo al método indicado en la norma NB/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  $SiO_2^{=}$  y determinada la reducción de la alcalinidad R, de acuerdo con el método de ensayo indicado en la norma NB/UNE 7137, el árido será considerado como potencialmente reactivo sí:

- para  $R \geq 70$ , la concentración del  $SiO_2^{=}$  resulta  $> R$
- para  $R < 70$ , la concentración de  $SiO_2^{=}$  resulta  $> 35 + 0,5 R$

La pérdida de peso máxima experimentada por los áridos al ser sometidos a cinco (5) ciclos de tratamiento con soluciones de sulfato sódico o sulfato magnésico (método de ensayo de la norma NB/UNE 7136) no será superior a la que se indica en la tabla 2.2.3.b.

**Tabla 2.2.3.b - Valores máximos de la pérdida de peso experimentada por los áridos**

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

Este doble ensayo sólo se realizará cuando así lo indique el Pliego de Especificaciones Técnicas.

El coeficiente de forma del árido grueso, determinado con arreglo al método de ensayo indicado en la norma NB/UNE 7230, no debe ser inferior a 0,15. En caso contrario, el empleo de ese árido vendrá supeditado a la realización de ensayos de resistencia previos en laboratorio. Se entiende por coeficiente de forma “ $\alpha$ ” de un árido, el valor obtenido a partir de un conjunto de n granos representativos de dicho árido, mediante la expresión:

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

donde:

$\alpha$  = coeficiente de forma

$V_1$  = volumen de cada grano

$d_1$  = la mayor dimensión de cada grano, es decir, la distancia entre los dos (2) planos paralelos y tangente a ese grano que estén más alejados entre sí, de entre todos los que sea posible trazar

Bajo la acción del agua, los áridos no deben reblandecerse, entumecerse de forma inadmisibles, disgregarse, ni producir ningún tipo de reacción perjudicial con el cemento o sus productos de hidratación (como ocurre, por ejemplo, con los áridos básicos).

De igual modo, y en función de su utilización y de las necesidades que deban satisfacerse, los áridos deberán cumplir determinadas exigencias respecto a su granulometría, limpieza, resistencia, características superficiales, etc. (véanse comentarios a 11.1).

#### **Comentario**

*La presencia de compuestos de azufre, detectada mediante el ensayo cualitativo indicado en la norma NB/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 a 2.2.1.*

*El empleo de áridos gruesos con formas inadecuadas, dificultan extraordinariamente la obtención de buenas resistencias y, en todo caso, exige una dosis excesiva de cemento. Por esta razón, es decir, para evitar la presencia de áridos laminares y aciculares en una proporción excesiva, se limita inferiormente el coeficiente de forma de la grava. El valor límite establecido no es muy exigente, por lo que sólo aquellos áridos que tienen gran cantidad de granos de forma inadecuada, tendrán un coeficiente inferior a 0,15 y obligarán, por tanto, a recurrir a los ensayos previos que para este caso se prescriben. Tales ensayos consisten en la fabricación de probetas de hormigón, con objeto de comprobar si es o no admisible la dosis de cemento que esos áridos necesitan para que el hormigón correspondiente alcance las cualidades exigidas.*

### **2.2.4 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.

#### **Comentario**

*Con el fin de evitar el empleo de áridos muy calientes o con excesiva humedad, se recomienda almacenarlos bajo techo, 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.*

## 2.3 Agua

### 2.3.1 Aguas utilizables

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

Toda agua de calidad dudosa, deberá ser sometida a análisis previos en un laboratorio legalmente autorizado.

#### **Comentario**

*Resulta más perjudicial para el hormigón utilizar aguas no adecuadas en su curado que en su amasado.*

*Conviene analizar, sistemáticamente, las aguas que ofrezcan dudas 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).*

### 2.3.2 Especificaciones y ensayos

El agua, tanto para el amasado como para el curado del hormigón, debe ser limpia y deberán rechazarse las que no cumplan una o varias de las siguientes condiciones:

- Exponente de hidrógeno pH .....  $\geq 5$   
(Determinando según la norma NB/UNE 7234)
- Sustancias disueltas .....  $\leq 15$  g/L  
(Determinadas según la norma NB/UNE 7130)
- Sulfatos, expresados en  $\text{SO}_4$  .....  $\leq 1$  g/L  
(Determinados según la norma NB/UNE 7131)
- Ion cloro Cl .....  $\leq 6$  g/L  
(Determinado según la norma NB/UNE 7178)
- Hidratos de carbono..... 0  
(Determinados según la norma NB/UNE 7132)
- Sustancias orgánicas solubles en éter .....  $\leq 15$  g/L  
(Determinados según la norma NB/UNE 7235)

La toma de muestra para estos ensayos, se hará según la norma NB/UNE 7236.

La temperatura del agua para la preparación del hormigón será superior a los 5 °C.

#### **Comentario**

*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, figuraciones y disminución de adherencia.*

*En las sustancias orgánicas, solubles en éter, quedan incluidos, no sólo los aceites y 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.*

## 2.4 Aditivos

Podrá autorizarse el empleo de aditivos, siempre que se justifique, mediante los oportunos ensayos realizados en laboratorio legalmente autorizado, que la sustancia o sustancias, agregadas en las proporciones y en las condiciones previstas, produce el efecto deseado sin riesgos para la resistencia y la durabilidad del hormigón o la durabilidad de las armaduras.

Se llama la atención, expresamente, sobre los riesgos que puede ocasionar la utilización del cloruro cálcico como aditivo en el hormigón armado. En ningún caso podrá utilizarse como aditivo el cloruro sódico o cualquier producto que lo contenga.

Los aditivos deberán transportarse y almacenarse de forma que su calidad no resulta afectada por influencias físicas o químicas.

Cuando estos productos estén constituidos por la mezcla de varios componentes que se suministren por separado, será preciso mezclarlos y homogeneizarlos antes de su utilización.

Tanto la calidad como las condiciones de almacenamiento y utilización, deberán aparecer claramente especificadas en los correspondientes envases, o en los documentos de suministro, o en ambos.

### Comentario

*Los aditivos pueden ser plastificantes, aireantes, retardadores o aceleradores del fraguado, etc. Su eficacia debe ser demostrada mediante ensayos previos.*

*Cuando se vayan a utilizar dos (2) o más aditivos, simultáneamente, en un mismo hormigón, y existan dudas sobre su compatibilidad, se recomienda consultar sobre el particular a los correspondientes fabricantes.*

*Como norma general, es aconsejable utilizar solamente aquellos aditivos cuyas características (y especialmente su comportamiento al emplearlos 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.*

*El empleo del cloruro cálcico en el hormigón armado provoca a veces y favorece siempre, fenómenos más o menos retardados de corrosión, en las armaduras. Por esta razón, si su utilización resulta necesaria, se deberá recabar previamente el asesoramiento adecuado.*

*El usuario deberá obtener toda la información precisa en relación con las características de los aditivos y su influencia sobre el hormigón y sus armaduras. Así, por ejemplo, deberá conocer la dosificación recomendada, los efectos perjudiciales de una dosificación demasiado baja o demasiado elevada, la presencia eventual de productos perjudiciales (por ejemplo, cloruros) y, en su caso, el contenido de éstos; las condiciones en que debe efectuarse su almacenamiento, la duración máxima admisible de éste, etc.*

## 2.5 Adiciones

Podrán utilizarse adiciones, añadiéndolas al hormigón en cantidades limitadas, para modificar favorablemente alguna de sus propiedades o conseguir ciertas características especiales tales como aislamiento térmico o acústico, determinada coloración, etc.

Las adiciones de naturaleza orgánica sólo podrán utilizarse previa justificación mediante estudios detallados.

Deberá comprobarse, mediante ensayos previos, la eficiencia de las adiciones, que no producen daños al hormigón ni a las armaduras y que son compatibles con ambos materiales.

Respecto al transporte y almacenamiento de las adiciones, deberán cumplirse las mismas prescripciones que para los aditivos se han señalado en 2.4.

**Comentario**

*Como quiera que en general las adiciones, a diferencia de lo que ocurre con los aditivos, se agregan al hormigón en cantidades importantes, será necesario tenerlas en cuenta al determinar la composición volumétrica del hormigón.*

*Por la misma razón, deberá prestarse especial atención a los componentes químicos de estos productos.*

*Tienen el carácter de adiciones, especialmente, los productos de hidraulicidad latente o de naturaleza puzolánica, tales como: las escorias; cenizas volantes; ciertos polvos minerales; materiales inertes, como los colorantes; materiales no minerales, de naturaleza orgánica, tales como ciertas resinas sintéticas, etc.*

*La compatibilidad de las adiciones con el hormigón significa, por ejemplo que no deben sobrepasarse ciertos valores límites en el contenido de cloro, azufre y magnesio, o en el ensayo de pérdida al fuego, ya que, en caso contrario, pueden resultar perjudicadas la durabilidad del hormigón o la protección contra la corrosión, sin que esta influencia desfavorable pueda ser detectada mediante ensayos previos de corta duración.*

*El usuario deberá informarse, oportunamente, sobre la naturaleza de las adiciones y su adecuada dosificación.*

**3 HORMIGONES****3.1 Composición**

La composición elegida para la preparación de los hormigones, deberá estudiarse previamente con el fin de que queden garantizadas:

- la obtención de hormigones cuyas características mecánicas y de durabilidad satisfagan las exigencias del proyecto.
- la conservación de las características requeridas a lo largo del tiempo.

Estos estudios se realizarán teniendo en cuenta, en todo lo posible, las condiciones reales de la obra (diámetros, características superficiales y distribución de las armaduras; método de compactación; dimensiones de los elementos; procedimiento de curado, etc.).

Los componentes del hormigón que vayan a utilizarse, deberán cumplir las prescripciones correspondientes, incluidas en el numeral 2. Por otra parte, su calidad debe ser lo más constante posible.

**Comentario**

*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 que 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 evidente de agresividad de la atmósfera, obligan a veces utilizar hormigones cuyas composiciones pueden ser superabundantes con respecto a las exigidas por razones resistentes.*

**3.2 Propiedades generales**

Las características de calidad exigidas al hormigón se detallarán en el Pliego de Especificaciones Técnicas, siendo necesario, en todos los casos, indicar los datos relativos a su resistencia a compresión, a su consistencia y al tamaño máximo del árido. Cuando sea preciso, se indicarán también los datos referentes a su resistencia a tracción, al contenido máximo y mínimo de cemento, a su absorción, masa específica, compacidad, desgaste, permeabilidad, aspecto externo, etc.

Tales características deberán ser satisfechas por todas las “unidades de producto”, componentes del total.

Se entiende por “unidades de producto” la cantidad de hormigón fabricado de una sola vez, es decir, la “amasada”. No obstante, en algún caso, y a efectos de control, se podrá tomar

en su lugar la cantidad de hormigón fabricado, en las mismas condiciones esenciales, en un determinado intervalo de tiempo. En esta norma se utilizará la palabra “amasada” como sinónimo de “unidad de producto”.

A los efectos de esta norma, cualquier característica de calidad, que sea 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.

#### **Comentario**

*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 pueden 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 norma indicaciones particulares al respecto. Por eso, en las prescripciones se remite al Pliego de Especificaciones Técnicas de cada obra, el cual deberá precisar, en cada caso, de acuerdo con lo prescrito en 1.4.4, el método de ensayo normalizado que debe emplearse para la comprobación de la cualidad correspondiente, así como los valores límites admisibles en los resultados.*

*En consecuencia, todas las cualidades exigidas al hormigón deben quedar claramente definidas en el Pliego de Especificaciones Técnicas, 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 considerará defectuosa.*

*Para que el cuadro de especificaciones contenidas en el Pliego 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 coeficiente 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 norma se ha adoptado, para la resistencia a compresión, un nivel de confianza del 95 % (véase 5.1), equivalente a admitir un porcentaje de amasadas defectuosas, o con menor resistencia que la especificada, del 5 %. 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 fabricación del hormigón y de su control no alcance valores desmesurados.*

*Se estima que, en el nivel actual de la tecnología del hormigón, niveles de confianza del 95%, para la mayoría de las características de calidad y casos, son aceptables.*

*Debe tenerse en cuenta que el comportamiento real de una estructura puede corresponder a valores diferentes de los obtenidos en los ensayos, ya que en ella el hormigón no soporta las mismas sollicitaciones que en dichos ensayos y que también son diferentes la forma y dimensiones de los elementos estructurales y de las probetas, el curado, la edad, etc.*

### **3.3 Propiedades mecánicas**

Las características de los hormigones utilizados en las estructuras, deberán cumplir las prescripciones impuestas en 5.1.

La resistencia a compresión del hormigón, refiere a la amasada y se obtiene a partir de los resultados de ensayos de rotura por compresión, en número igual o superior a dos (2), realizados sobre probetas normalizadas, fabricadas a partir de la amasada, conservadas y ensayadas con arreglo a lo indicado en las normas NB/UNE 7240 y NB/UNE 7242, respectivamente.

En aquellos casos en los que el hormigón no vaya a estar sometido a sollicitaciones en los tres (3) primeros meses a partir de su puesta en obra, podrá referirse la resistencia a compresión a la edad de noventa días.

Para ciertas obras, el Pliego de Especificaciones Técnicas podrá exigir que se controle, mediante ensayos, la resistencia a tracción  $f_{ct}$  del hormigón.

Si no se dispone de resultados de ensayos, podrá admitirse que la resistencia característica a tracción  $f_{ct,k}$  viene dada en función de la resistencia a compresión de proyecto,  $f_{ck}$  (véase 5.1.1), por la formula.

$$f_{ct,k} = 0,21 * \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

donde:

$f_{ct,k}$  y  $f_{ck}$  = están expresados en MPa

#### **Comentario**

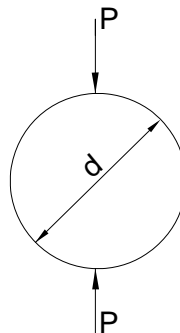
*La definición de la resistencia a compresión del hormigón es sólo un convenio que permite asociar, a cada amasada de hormigón, un valor relacionado con el concepto físico de resistencia del material y que, aún no coincidiendo con él, se considera suficientemente representativo del mismo, para los fines prácticos de esta norma.*

*El establecimiento de dicho convenio lleva implícito el presuponer la total homogeneidad del hormigón de cada amasada; lo cual implica atribuir a errores propios de los métodos de ensayo (momento y forma de la toma de muestra, ejecución de la probeta, transporte y conservación de la misma, etc.), las discrepancias entre los resultados correspondientes a distintas porciones de la amasada. Cuando las diferencias entre los valores dados por las diferentes probetas tomadas de una misma amasada sobrepasa ciertos límites, se estima que no se debe conceder a tales valores absoluta representatividad sin haber realizado previamente una revisión del proceso seguido en los ensayos. Se considera que se encuentran en esta situación los resultados que difieren del valor medio en más de  $\pm 15\%$ .*

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

*Se utilizan probetas cilíndricas, de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura, de 28 días de edad.*

*El ensayo se realiza según la disposición indicada en la figura 3.3, por lo que la rotura se produce por hendimiento.*



**Figura 3.3**

La resistencia a tracción viene entonces dada por la expresión:

$$f_{ct} \text{ (ensayo brasileño)} = 0,85 (2P) / (\pi d h)$$

donde:

$P$  = la carga de rotura  
 $d$  = diámetro de la probeta  
 $h$  = altura

### **3.4 Coeficiente de conversión**

Si sólo se dispone de resultados de ensayos efectuados sobre probetas diferentes de las cilíndricas de 15 cm x 30 cm. o a edades distintas de 28 días, será necesario utilizar coeficientes de conversión para obtener los valores correspondientes a las condiciones normalizadas. Pero como dichos coeficientes difieren de unos hormigones a otros, no es posible establecerlos con carácter general.

Por ello, cualquier coeficiente no deducido experimentalmente para el propio hormigón de que se trate, no puede tener otro carácter que el meramente informativo o de referencia.



### Comentario

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 cm x 30 cm, para obtener valores comparables con los obtenidos con estas últimas.

A falta de tales ensayos y a título meramente indicativo, la tabla 3.4.a, proporciona una idea aproximada de los coeficientes de paso aplicables en cada caso.

**Tabla 3.4.a - Ensayos de compresión sobre probetas de distinto tipo y la misma edad**

Tipo de probeta (supuesta con caras Refrentadas)	Dimensiones, en cm	Coeficiente de conversión a la probeta cilíndrica de 15 cm x 30 cm	
		Límites de variación	Valor medio
Cilindro	10x20	0,94 a 1,00	0,97
Cilindro	25x50	1,00 a 1,10	1,05
Cubo	10	0,70 a 0,90	0,8
Cubo	15	0,70 a 0,91	0,8
Cubo	20	0,75 a 0,90	0,83
Cubo	30	0,80 a 1,00	0,9
Prisma	15 x 15 x 45	0,90 a 1,20	1,05
Prisma	20 x 20 x 60	0,90 a 1,20	1,05

Si no se dispone más que de resultados de ensayos a 28 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 28 días de edad, los dados, a título indicativo, en las tablas 3.4.b y 3.4.c para las resistencias a compresión y a tracción, respectivamente.

**Tabla 3.4.b - Coeficiente de conversión de la resistencia a compresión respecto a probetas del mismo tipo a diferentes edades**

Clase de hormigón	Edad, 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

**Tabla 3.4.c - Coeficiente de conversión de la resistencia a tracción respecto a probetas del mismo tipo a diferentes edades**

Clase de hormigón	Edad, en días				
	3	7	28	90	360
Hormigones de endurecimiento normal	0,40	0,70	1,00	1,05	1,10

### 3.5 Valor mínimo de la resistencia

La resistencia de proyecto,  $f_{ck}$  del hormigón, en ningún caso será inferior a 12,5 MPa.

### 3.6 Clasificación de los hormigones, de acuerdo con su resistencia

Los hormigones se tipifican, de acuerdo con su resistencia de proyecto a compresión, a los 28 días, en probetas cilíndricas normales (véase 5.1.1 y su comentario), según la siguiente serie:

H12,5; H15; H17,5; H20; H25; H30; H35; H40; H45; H50; H55

donde las cifras correspondientes a las resistencias de proyecto,  $f_{ck}$ , en MPa.

#### **Comentario**

*Los tipos H12,5 a H25, se emplean, generalmente, en estructuras de edificación, y los restantes de la serie encuentran su principal aplicación en obras importantes de ingeniería y en prefabricación.*

### **3.7 Consistencia**

La consistencia del hormigón será la necesaria para que, con los métodos de puesta en obra y compactación previstos, el hormigón pueda rodear las armaduras en forma continua y rellenar completamente los encofrados sin que se produzcan coqueas. La determinación de la consistencia del hormigón se realizará utilizando el método del ensayo descrito en la norma NB/UNE 7103.

Como norma general y salvo justificación especial, no se utilizan 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 súper plastificante. La fabricación y puesta en obra de estos hormigones, deberá realizarse según reglas específicas.

Las distintas consistencias y los valores límites de los asentamientos correspondientes, medidos en el cono de Abrams de acuerdo con el método del ensayo indicando en la norma NB/UNE 7103, son los siguientes:

<b>Consistencia</b>	<b>Asentamiento, en cm</b>	<b>Tolerancia, en cm (véase 16.4)</b>
Seca	0 - 2	0
Plástica	3 - 5	± 1
Blanda	6 - 9	± 1
Fluida	10 - 15	± 2

La consistencia del hormigón utilizado será la que determine el Pliego de Especificaciones Técnicas correspondientes, con la tolerancia antes indicada.

#### **Comentario**

*La consistencia del hormigón fresco constituye un índice de su trabajabilidad, es decir de su tendencia de segregación y de su conocimiento durante su puesta en obra y compactación. Se establece en función del uso que haya de darse al hormigón y de los elementos disponibles para su puesta en obra. Debe elegirse en forma que el hormigón fresco, sin perder su homogeneidad pueda ser adecuadamente puesto en obra, con los dispositivos de compactación existente perfecta.*

*La consistencia y, por tanto, la trabajabilidad, dependen de la composición del hormigón y, en particular, de su contenido de agua, de la finura y proporción de sus componentes, finos así como de la granulometría y tipo de los áridos utilizados.*

*El empleo de determinados aditivos y adiciones, puede modificar la consistencia del hormigón, para una composición dada.*

*A medida que se aumenta la proporción de agua de amasado de un hormigón, decrece su resistencia, en tanto que aumenta el valor de su retractación y, por consiguiente, el peligro de que se fisure por esa causa, este último fenómeno que se acentuará 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 el empleo de estos cementos.*

*Esta prohibición no afecta al caso en que se empleen súper plastificantes, los cuales transforman, por un tiempo limitado, una consistencia fluida e incluso líquida.*

*Respecto a la determinación de la consistencia, el procedimiento que se prescribe es sencillo y de fácil realización.*

*A título de orientación, a continuación se indican las consistencias que se consideran adecuadas para los distintos sistemas de compactación que, generalmente, se utilizan en obra:*

<b>Sistema de compactación</b>	<b>Consistencia</b>
--------------------------------	---------------------

<i>Vibrado energético y cuidadoso, como el efectuado generalmente en el taller .....</i>	<i>seca</i>
<i>Vibrado normal .....</i>	<i>plástica</i>
<i>Apisonado .....</i>	<i>blanda</i>
<i>Picado con barra .....</i>	<i>fluida</i>

La consistencia, determinada por el asiento de la mezcla en el cono de Abrams, se expresa en un número entero de centímetros.

## 4 ACEROS

### 4.1 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 precisa una justificación especial.

Los diámetros nominales en milímetros de las barras lisas y corrugadas que se utilizan en el proyecto y construcción de obras de hormigón armado, serán exclusivamente los siguientes, con las áreas en  $\text{cm}^2$  que se indican:

**Tabla 4.1.a - Diámetros y áreas de aceros**

<b>Diámetro, en mm</b>	4	6	8	10	12	16	20
<b>Área, en <math>\text{cm}^2</math></b>	0,126	0,283	0,503	0,785	1,131	2,011	3,142
<b>Diámetro, en mm</b>	25	32	40	50			
<b>Área, en <math>\text{cm}^2</math></b>	4,909	8,042	12,566	19,635			

Los diámetros nominales en milímetros de las barras lisas o corrugadas, empleadas en mallas electrosoldadas, serán exclusivamente los siguientes, con las áreas en  $\text{cm}^2$  que se indican:

**Tabla 4.1.a - Diámetros y áreas de aceros**

<b>Diámetro, en mm</b>	4	4,5	5	5,5	6	6,5	7
<b>Área, en <math>\text{cm}^2</math></b>	0,126	0,159	0,196	0,238	0,283	0,332	0,385
<b>Diámetro, en mm</b>	7,5	8	8,5	9	9,5	10	11
<b>Área, en <math>\text{cm}^2</math></b>	0,442	0,503	0,567	0,636	0,709	0,785	0,950
<b>Diámetro, en mm</b>	12	13					
<b>Área, en <math>\text{cm}^2</math></b>	1,131	1,327					

Las barras no presentarán defectos superficiales, grietas ni sopladuras. A efectos de control (véase 16.6).

La sección equivalente no será inferior al 95% de la sección nominal, en diámetros no mayores de 25 mm; ni al 96 % en diámetros superiores.

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

Se prohíbe la utilización de barras lisas trefiladas como armaduras para hormigón armado, excepto como componentes de mallas electrosoldadas.

Las barras corrugadas que cumplan sólo las condiciones que se exigen para su empleo como componentes de mallas electrosoldadas, podrán utilizarse también como armadura transversal en elementos prefabricados.

En los documentos de origen proporcionados por el fabricante, figurarán la designación y características del material, de acuerdo con lo indicado en 4.2, 4.3 y 4.4.

#### **Comentario**

*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 normal de la barra.*

*Se entiende por sección equivalente de una barra corrugada, expresada en  $\text{cm}^2$ , el cociente entre su peso, en g y 7,85 veces su longitud, en cm. 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 en la tensión correspondiente al escalón de cedencia. En los casos en que no aparece este escalón (como suele ocurrir con los aceros estirados en frío) o aparece poco definido, es necesario recurrir al valor convencional establecido en las prescripciones. 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 o de mallas electrosoldadas.*

*Las barras corrugadas que se fabrican por laminación en frío y que suelen denominarse alambres, con los procesos actuales de producción, suelen presentar tres filas de nervios longitudinales, lo que las distingue de las barras corrugadas cuya fabricación se efectúa por laminación en caliente seguida o no de un proceso de deformación en frío. Las características de las barras corrugadas laminadas en frío son prácticamente las mismas que las de las laminadas en caliente, excepto para diámetros gruesos ( $\varnothing \geq 12\text{mm}$ ) en cuyo caso suelen presentar una adherencia al hormigón ligeramente inferior (véase 4.4, 12.1.5 y 12.2.1).*

*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 las ventajas 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 (2) redondos inmediatamente precedentes; lo que facilita las distintas combinaciones de empleo.*

## **4.2 Barras lisas**

Las barras lisas son aquellas que no cumplen las condiciones de adherencia indicadas en 4.3. Para su utilización como armaduras de hormigón deberán cumplir las condiciones siguientes:

- carga unitaria de rotura  $f_s$  comprendida entre 330 MPa y 490 MPa.
- límite elástico  $f_y$  igual o superior a 215 MPa.
- alargamiento de rotura, en % medido sobre base de cinco (5) diámetros, igual o superior a 23.
- ausencia de grietas después del ensayo de doblado simple, a 180 °C, efectuado a una temperatura de 23 °C  $\pm$  5 °C, sobre un mandril del siguiente diámetro: para barras de diámetro < 16 mm, cuya carga unitaria de rotura sea superior a 440 MPa, el diámetro del Madrid será igual al de la barra (véase tabla 4.3.b).

- ausencia de grietas después del ensayo de doblado-desdoblado, a 90°. Este ensayo se efectuará a una temperatura de 23 °C ± 5 °C y, en cada caso, sobre un mandril de diámetro doble del utilizado en el ensayo de doblado simple a 180°.

Las tres (3) primeras características citadas se determinarán de acuerdo con lo indicado en la norma NB/UNE/7262/73.

Este acero se designa por AH 215 L (acero liso para hormigón).

#### **Comentario**

*Se recomienda que el fabricante garantice un diagrama característico tensión-deformación del acero, hasta la deformación 10 por mil, basado en una amplia experimentación.*

*Las condiciones exigidas a las barras lisas coinciden, en lo esencial, con las definidas en la norma boliviana correspondiente (norma UNE 36097/1).*

### **4.3 Barras corrugadas**

Barras corrugadas son las que presentan, en el ensayo de adherencia por flexión descrito en la norma NB/UNE 7285/79, una tensión medida de adherencia  $\tau_{bm}$  y una tensión de rotura de adherencia  $\tau_{bu}$  que cumplen, simultáneamente, las dos (2) condiciones siguientes:

- diámetros inferiores a 8 mm:

$$\tau_{bm} \geq 7 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} \geq 11,5 \text{ MPa}$$

- diámetros de 8 mm a 32 mm, ambos inclusive:

$$\tau_{bm} \geq 8 - 0,12 \Phi \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} \geq 13 - 0,20 \Phi \text{ MPa}$$

donde:

$\Phi$  = diámetro, en mm

- diámetros superiores a 32 mm:

$$\tau_{bm} \geq 4 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} \geq 7 \text{ MPa}$$

Los anteriores valores tienen aplicación para determinar  $\tau_{bd}$  (véase 12.3.2).

Las características de adherencia serán objeto de homologación mediante ensayos realizados en laboratorio oficial. En el certificado de homologación se consignarán obligatoriamente límites de variación de las características geométricas de los resaltos. Estas características ser verificadas en el control de obra. Después de que las barras haya sufrido las operaciones enderezado, si las hubiere

Estas barras cumplirán, las condiciones siguientes:

- sus características mecánicas mínimas, garantizadas, estarán de acuerdo con las prescripciones de la tabla 4.3.a

Tabla 4.3.a - Barras corrugadas - Características mecánicas mínimas garantizadas

Designación (1)	Clase de acero	Límite elástico $f_y$ , en MPa no menor que	Carga unitaria de rotura $f_s$ , en MPa no menor que (2)	Alargamiento de rotura, en % sobre base de cinco (5) diámetros, no menor que	Relación $f_s/f_y$ , en ensayo no menor que (3)
AH 400 N	D.N.	400	520	16	1,29
AH 400 F	E.F.	400	440	12	1,10
AH 500 N	D.N.	500	600	14	1,20
AH 500 F	E.F.	500	550	10	1,10
AH 600 N	D.N.	600	700	12	1,16
AH 600 F	E.F.	600	660	8	1,10

(1) AH = acero para hormigón (DN = Dureza natural, E.F. = estirado en frío)

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

(3) Relación mínima, admisible, entre los valores de la carga unitaria de rotura y del límite elástico, obtenidos en cada ensayo

- no presentarán grietas después de los ensayos de doblado simple a  $180^\circ$  y de doblado-desdoblado a  $90^\circ$  (realizados de acuerdo con lo indicado en la norma NB/UNE36088/I/81), sobre los mandriles que corresponda según la tabla 4.3.b.
- llevarán grabadas las marcas de identificación establecidas en las normas NB/UNE36088/I/81, relativas a su tipo de fábrica de procedencia.

Si el acero es apto para el soldeo, el constructor deberá exhibir el correspondiente certificado otorgado por el fabricante, señalando las condiciones en que éste debe realizarse y los procedimientos que haya que utilizar.

La aptitud del acero para el soldeo, se comprobará según lo indicado en 16.6.5.

Tabla 4.3.b - Barras corrugadas - Diámetro de los mandriles

Designación	Doblado simple			Doblado-desdoblado		
	$\alpha = 180^\circ$			$\alpha = 90^\circ \quad \beta = 20^\circ$		
	$\Phi \leq 12$	$12 < \Phi \leq 25$	$\Phi > 25$	$\Phi \leq 12$	$12 < \Phi \leq 25$	$\Phi > 25$
AH 400 N	3 $\Phi$	3,5 $\Phi$	4 $\Phi$	6 $\Phi$	7 $\Phi$	8 $\Phi$
AH 400 F	3 $\Phi$	3,5 $\Phi$	4 $\Phi$	6 $\Phi$	7 $\Phi$	8 $\Phi$
AH 500 N	4 $\Phi$	4,5 $\Phi$	5 $\Phi$	8 $\Phi$	9 $\Phi$	10 $\Phi$
AH 500 F	4 $\Phi$	4,5 $\Phi$	5 $\Phi$	8 $\Phi$	9 $\Phi$	10 $\Phi$
AH 600 N	5 $\Phi$	5,5 $\Phi$	6 $\Phi$	10 $\Phi$	11 $\Phi$	12 $\Phi$
AH 600 F	5 $\Phi$	5,5 $\Phi$	6 $\Phi$	10 $\Phi$	11 $\Phi$	12 $\Phi$

$\Phi$  = diámetro nominal de la barra, en mm

$\alpha$  = ángulo de doblado

$\beta$  = ángulo de desdoblado

#### Comentario

El procedimiento para medir la adherencia entre el acero y el hormigón, es siempre convencional, al igual que la definición de la tensión  $\tau_b$  de adherencia. Por ello se trata este tema refiriéndolo a un método de ensayo internacionalmente adoptado (NB/UNE 7285/79) donde se definen las anteriores  $\tau_{bm}$  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 la norma NB/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, sobre barras de diámetros 8 mm, 16 mm y 32 mm, respectivamente. Para la elaboración de las probetas, se parte de un total de 25 barras, de 10 m de longitud, por cada diámetro.

Una vez homologada la adherencia de un acero, basta comprobar en obra, mediante un control geométrico, que los 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 del acero 10 por mil, basado en una amplia experimentación.

Se recuerda que la amplitud del soldeo de un acero, va íntimamente ligada con el procedimiento que se utilice para soldar.

Las condiciones exigidas a las barras corrugadas coinciden, en lo esencial, con las definidas en la norma NB/UNE 36088/1/81.

#### 4.4 Mallas electrosoldadas.

Son aquella que cumplen las condiciones prescritas en la norma NB/UNE/1/81.

Se entienden por malla corrugada a la fabricada con barras corrugadas que cumplen las condiciones de adherencia especificadas en 4.3, y lo especificado en la tabla 4.4.

Se entiende por malla lisa la fabricada con barras lisas, trefiladas, que cumplen lo especificado en la tabla 4.4 pero no cumplen las condiciones de adherencia de las barras corrugadas.

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

**Tabla 4.4 - Características mecánicas mínimas garantizadas de las barras que forman las mallas electrosoldadas**

Designación de las barras	Ensayo de tracción (1)				Ensayo de doblado simple $\alpha = 180^\circ$ diámetro del mandril (5)	Ensayo de doblado desdoblado $\alpha = 90^\circ$ $\beta = 20^\circ$ diámetro del mandril (6)
	Límite elástico $f_y$ , en MPa (2)	Carga unitaria $f_s$ , en MPa (2)	Alargamiento de rotura, en %, sobre base de cinco (5) diámetros	Relación $f_{s,i}/f_{y,i}$		
AH 400	410	530	(3)	(4)	3 $\Phi$ (7)	6 $\Phi$ (7)
AH 500	510	560	(3)	(4)	4 $\Phi$ (7)	8 $\Phi$ (7)
AH 600	610	670	8	(4)	5 $\Phi$ (7)	10 $\Phi$ (7)

(1) Valores característicos mínimos que deben ser garantizados.

(2) Par 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) En (%) =  $20 - 0,02 f_{y,i}$ , no menor del 8 %, siendo  $f_{y,i}$  el límite elástico del ensayo.

(4)  $(f_{s,i}/f_{y,i}) > 1,05 - 0,1(\frac{f_{y,i}}{f_{y,k}} - 1)$ , no menor de 1,03, siendo  $f_{y,i}$ , el límite elástico obtenido en cada ensayo;  $f_{s,i}$ , la carga unitaria medida en cada ensayo y  $f_{y,k}$ , el límite elástico mínimo garantizado.

(5)  $\alpha$  = ángulo de doblado

(6)  $\beta$  = ángulo de desdoblado

(7)  $\Phi$  = diámetro nominal de la barra

#### Comentario

Las mallas electrosoldadas, se designarán por los siguientes conjuntos de símbolos:

$$ME s \times s, B \Phi L d - d_t, AH \times L \ell \times b$$

donde:

ME = letras distintivas del producto (malla electrosoldada)

s, st = separaciones entre ejes de barras longitudinales y transversales, respectivamente, expresadas en cm (van unidas por el signo x)

B = distintivo del tipo de ahorro, que considerará 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

$\Phi L$  = el símbolo, seguido de la letra L, se utiliza para designar las mallas de barras lisas. Si las barras son corrugadas, se suprime la letra L

- $d, dt$  = diámetro de las barras longitudinales y transversales, respectivamente, separados por un guión y expresados en mm. Cada diámetro,  $d$  o  $dt$ , irá seguido de la letra  $D$  en las mallas dobles y por la letra  $P$  en las mallas de pares
- AHxL = tipo y grade del acero de las barras. Si estas son corrugadas, se suprime la letra  $L$
- $\ell$  = longitud de panel, expresada en metros, para las mallas no estándar
- $b$  = ancho del panel, expresada en metros, para las mallas no estándar. La longitud y ancho irán también, unidades por el signo  $x$

**Ejemplos:**

1. Designación de una malla electrosoldada, de barras corrugadas de alta adherencia y límite elástico 500 MPa con separación entre ejes de barras longitudinales, de 150 mm y entre ejes de barras transversales, de 300 mm: diámetro de las barras longitudinales, 10 mm y de las transversales; 6,5 mm; longitud del panel 5 m; ancho 2 m de ahorro estándar.

ME 15 x 30 A  $\Phi$  10-6,5 AH 500 5 x 2

2. Designación de una malla electrosoldada, de barras lisas, de límite elástico 215 MPa, constituida por barras longitudinales dobles, de 8 mm de diámetro a 100 mm de separación, y barras transversales simples, de 8 mm de diámetro a 200 mm de separación, Panel de dimensiones estándar y sin barras de ahorro.

ME 10 x 20  $\Phi$  L 8 D-8 AH 215 L

Se tendrá 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 las barras que constituyen la malla, hasta la deformación 10 por mil, basado en una amplia experimentación.



## SECCION TRES: DISEÑO

### 5 CARACTERISTICAS DE CÁLCULO DE LOS MATERIALES

#### 5.1 Hormigón

##### 5.1.1 Resistencias del hormigón

Resistencia característica de proyecto  $f_{c,k}$  es el valor que se adopta en el proyecto para la resistencia a compresión como base de los cálculos, asociados en esta norma a un nivel de confianza del 95 % se denomina, también, resistencia especificada.

Resistencia característica real de obra  $f_{c,r}$ , es el valor que corresponde al cuantil del 5 % en la curva de distribución de resistencias a compresión del hormigón colocado en obra.

Dicho de otro modo,  $f_{c,r}$  (histograma), es el valor de la resistencia, por debajo del cual se puede esperar hallar un máximo del 5 % de la población de todas las medidas posibles de la resistencia del hormigón especificado.

Resistencia característica estimada  $f_{c,e}$ , es el valor que estima o cuantifica la resistencia característica real de la obra, a partir de un número infinito de resultados de ensayos normalizados de resistencia a compresión, sobre probetas tomadas en obra. Abreviadamente, se puede denominar resistencia característica.

Para resistencia a tracción véase 3.3.

#### Comentario

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 % es, en cualquier caso, la resistencia característica real.
- la resistencia especificada, o de proyecto  $f_{c,k}$ , es un límite inferior de especificación, que establece la condición de que, cada amasada colocada en obra, deberá ser igual o superior a  $f_{c,k}$ . También es una especificación para la calidad del conjunto de las amasadas, a fijar en un 5 % el máximo porcentaje admisible, de aquellas con resistencia menor a la especificada.

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 aquellos en cuya composición se encuentran alguna amasadas (en número inferior al 5 % del total) con resistencia menor que la de proyecto.

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

- 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, determinando, cualquiera sea la forma de dicho diagrama, el cuantil correspondiente al 5 %.

Lo anterior implica que la distribución 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 % 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 el número pequeño de amasadas, puede ser un caso típico de determinación directa en la resistencia caracterizada real.

En el caso de distribución Gaussiana (así puede suponerse que se distribuyen las resistencias del hormigón en la mayoría de los casos), la resistencia característica real de obra, del hormigón de compresión  $f_{c,r}$  se determinará a través de ensayos de probetas normales (cilindros de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura), a la edad de 28 días, conservadas en agua a  $20\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 2\text{ }^{\circ}\text{C}$ , de acuerdo a las normas NB/UNE 7240 - NB/UNE 7242. Su valor característico  $f_{c,r}$  se calculará mediante la fórmula:

$$f_{c,r} = f_{cm} (1 - 1,6 \delta)$$

donde:

$f_{c,r}$  = resistencia media aritmética de una serie de resultados de ensayos  
 $\delta$  = coeficiente de variación de la resistencia expresada como número decimal

$$\delta = \sqrt{\frac{1}{n} \sum \frac{f_{cm} - f_{ci}}{f_{cm}}^2} \geq 0,10$$

$n$  = número finito de ensayos  
 $f_{c,i}$  = resistencia de una cualquiera de las probetas. En ningún caso de tendrán en cuenta, para ensayos en obra, valores de  $\delta < 0,10$  (10 %). Si resulta  $\delta < 0,10$  se adoptará el valor mínimo citado, del 10 %  
 $1,64$  = coeficiente correspondiente al cuantil 5 %

En la mayoría de los casos normales, el número de amasadas colocadas en obra es muy grande, resultando improcedente y antieconómico calcular la resistencia de cada una de ellas. No es por lo tanto, posible construir su diagrama de distribución, ni calcular sus parámetros directamente. Se recurre, entonces, a los procedimientos de la estadística matemática, que permiten, mediante la realización un número pequeño de determinaciones de resistencia de amasadas, estimar o cuantificar, con cierto 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 % se denomina en esta norma resistencia característica; y se efectúa según se indica en 16.5.4.3.

### 5.1.2 Resistencia de cálculo

Se considerará como resistencias de cálculo, o de diseño del hormigón (en compresión  $f_{cd}$  o en tracción  $f_{ct,d}$ ), el valor de la resistencia característica de proyecto correspondiente, dividido por un coeficiente de minoración  $\gamma_c$ , que adopta los valores indicados en 7.3.

Cuando se trate de elementos hormigonados verticalmente, la resistencia del cálculo deberá reducirse además de un 10 % para tener en cuenta la disminución de calidad que el hormigón de estas piezas experimenta por efecto de su modo de puesta en obra y compactación.

#### Comentario

Los valores de cálculo establecidos suponen que la carga total no actúa antes de los 28 días. En caso contrario, esta circunstancia deberá tener en cuenta de un modo estimativo, pudiendo utilizarse, al efecto, los valores dados en la tabla 3.4 b, del comentario de 3.4.

La reducción del 10 % ha sido comprobada experimentalmente y se debe a la desigual compactación de la masa a todo lo alto del elemento y al fenómeno de reflucción. Esta reducción debe tenerse en cuenta, por ejemplo, en el cálculo de pilares, muros y otros elementos análogos.

### 5.1.3 Resistencia mínima del hormigón en función de la del acero

A fin de no usar aceros de resistencia muy alta con hormigones de baja resistencia, la resistencia de proyecto del hormigón  $f_{ck}$ , no será menor que la indicada en la tabla siguiente, en función del tipo de acero.

Tabla 5.1.3 - Resistencia del hormigón en función del tipo de acero

Tipo de acero	Solicitación	Valor mínimo de la resistencia de proyecto del hormigón a los 28 días, $f_{ck}$ , en MPa	Tipo de hormigón
AH 215 L	Estática	12,5	H 12,5
AH 400	Estática	15	H 15
	Dinámica	20	H 20
AH 500	Estática	17,5	H 17,5
	Dinámica	20	H 20
AH 600	Estática	20	H 20
	Dinámica	20	H 20

### Comentario

El incumplimiento de esta prescripción, aparte de conducir a longitudes de anclaje y traslado 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 requiera un estudio detallado de un comportamiento previsible.

### 5.1.4 Diagrama real, tensión-deformación

El diagrama real, tensión-deformación presenta formas generales del tipo esquemáticamente mostrando en la figura 5.1.4.

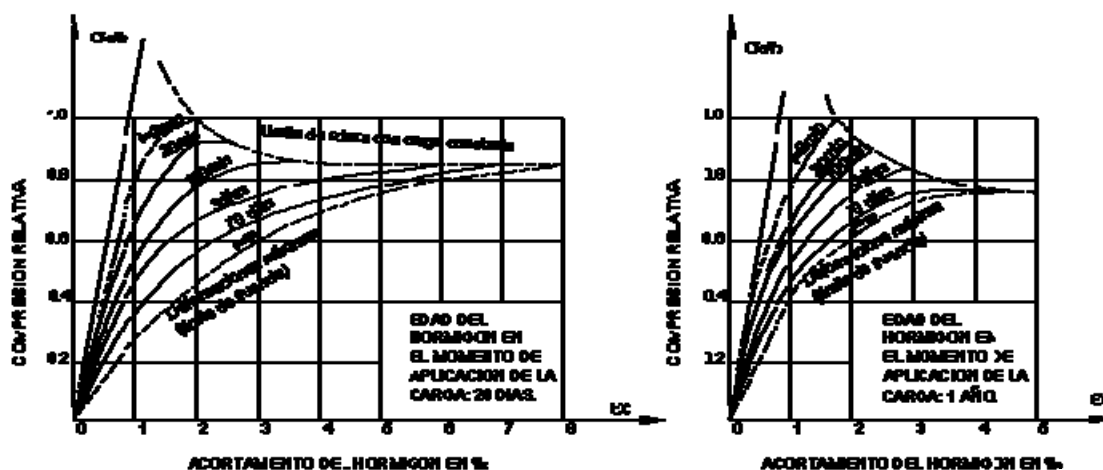


Figura 5.1.4

Según la naturaleza de los constituyentes y la velocidad de deformación, la abscisa correspondiente a la máxima ordenada está comprendida entre 2 por mil y 2,5 por mil, el acortamiento último  $\epsilon_{cu}$ , oscila alrededor de 3,5 por mil y la tensión última  $\sigma_{cu}$ , está comprendida entre  $0,75 f_c$  y  $0,85 f_c$ .

Dada la dificultad de la determinación del diagrama real, tensión deformación del hormigón, a nivel de valores de cálculo, en la práctica se utiliza cualquiera de los diagramas simplificados que se indican en 5.1.5.

### Comentario

El diagrama real, tensión-deformación, depende de las numerosas variables: edad del hormigón, duración de la carga, forma y tipo de la sección, naturaleza de las solicitaciones, etc.

### 5.1.5 Diagrama de cálculo tensión-deformación

#### 5.1.5.1 Caso general

Para el cálculo de secciones sometidas a solicitaciones normales en los estados límites últimos y de acuerdo al grado de precisión requerido y según la naturaleza de los problemas de que se trate, se puede adoptar uno de los diagramas convencionales siguientes, llamándose la atención respecto a que dichos diagramas no sirven para la determinación del módulo de deformación longitudinal, casos para los que se aplica lo señalado en 5.1.6. Así tampoco estos diagramas se aplican para cálculos que tomen en cuenta la no linealidad mecánica del hormigón.

### a) Diagrama parábola-rectángulo

Formado por una parábola de segundo grado y un segmento rectilíneo (véase figura 5.1.5.1.a).

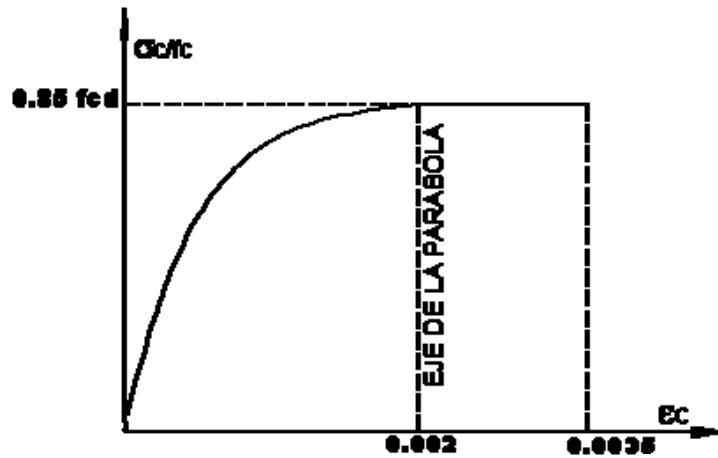


Figura 5.1.5.1.a

El vértice de la parábola se encuentra en la abscisa 2 por mil (deformación de rotura del hormigón, a compresión simple) y el vértice extremo del rectángulo en la abscisa 3,5 por mil (deformación de rotura del hormigón, en flexión). La ordenada máxima de este diagrama corresponde a una compresión igual a  $0,85 f_{cd}$ . La ecuación de la parábola es:

$$\sigma_c = 850 f_{cd} * \varepsilon_c (1 - 250 \varepsilon_c)$$

donde:

$\varepsilon_c$  = está expresado en fracción decimal

### b) Diagrama rectangular

Formado por un rectángulo, cuya altura es igual a  $0,80 x$ , siendo "x" la profundidad del eje neutro y el ancho  $0,85 f_{cd}$  (véase figura 5.1.5.1.b).

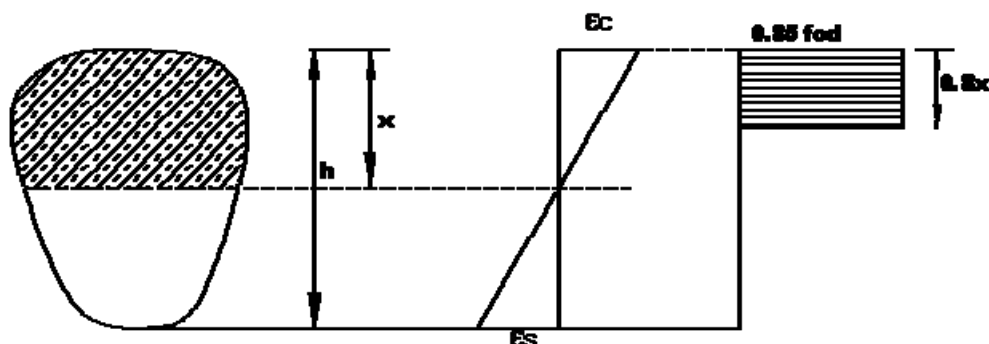


Figura 5.1.5.1.b

c) Otros diagramas de cálculo, como parabólicos, birrectilíneos, trapezoidales, etc., pueden ser usados por el proyectista bajo su propia responsabilidad, 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.

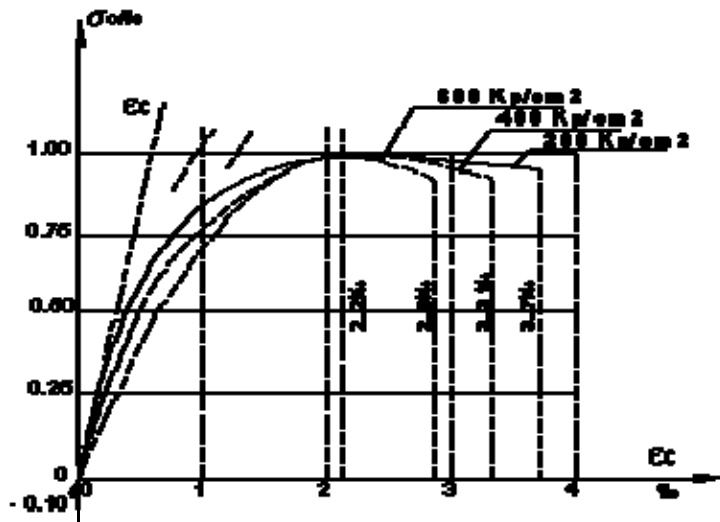
**Comentario**

- a) El coeficiente 0,85 tiene en cuenta la disminución de la resistencia a la compresión, en función del modo de aplicación de la carga (por ejemplo, la influencia desfavorable de una carga de larga duración), pero no tiene un papel de coeficiente de seguridad.
- b) Cuando la sección no esta toda ella comprimida, puede admitirse una distribución simplificada, rectangular, de tensiones de compresión. Esta distribución se define como se indica a continuación (siendo x la distancia del eje neutro a la fibra mas comprimida de la sección):
  - 1) Hasta una distancia de 0,2 x, a partir del eje neutro, la tensión es nula.
  - 2) En la zona comprimida restante, la tensión es constante e igual a:
    - 0,85 f<sub>cd</sub>, para zonas comprimidas, de ancho constante y para aquellas en las que el ancho crece hacia las fibras más comprimidas.
    - 0,80 f<sub>cd</sub>, para zonas comprimidas cuya ancho decrece hacia las mismas fibras.

El valor 0,80 f<sub>cd</sub> es aplicable, por ejemplo, a las zonas de forma circular, triangular con vértice en la fibra mas comprimida, o trapezoidal (casos que se presentan en una sección rectangular, en flexión desviada).

**5.1.5.2 Casos especiales**

Para el cálculo de las deformaciones en secciones no agotadas sometidas a sollicitaciones normales, donde sea precisa una mejor concordancia con la realidad entre tensiones y deformaciones (σ - ε), se puede adoptar el diagrama hiperbólico (véase figura 5.1.5.2), que se menciona a continuación y en el que, para pequeñas deformaciones, el módulo de elasticidad E<sub>cm</sub> coincide sensiblemente con los valores señalados en 5.1.6.



**Figura 5.1.5.2**

Este diagrama corresponde a la siguiente expresión:

$$\sigma_c = \frac{f_{cd} (\varphi * \psi - \varphi^2)}{1 + \varphi(\psi - 2)}$$

válida para:

$$0 \geq \varepsilon > \varepsilon_{cu}$$

$$\psi = \frac{-0,0024E_{cm}}{f_{ck}} \text{ (véase tabla 5.1.5.2)}$$

donde:

$f_{cd}$  = resistencia de cálculo del hormigón a compresión

$$\varphi = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cd}}$$

$\varepsilon_c$  = deformación relativa del hormigón a compresión

$\varepsilon_{cd}$  = deformación relativa del hormigón correspondiente a  $f_{cd}$  con valor - 0,0022

$\varepsilon_{cu}$  = deformación máxima del hormigón a compresión (véase tabla 5.1.5.2)

**Tabla 5.1.5.2 - Valores de  $\varepsilon_{cu}$ ,  $E_{cm}$  y  $\psi$  en función de  $f_{ck}$**

$f_{ck}$ (MPa)	$\varepsilon_{cu}$ (tanto por mil)	$E_{cm}$ (MPa)	$\psi$ (adimensional)
12,5	- 3,8	26 000	5,0
15	- 3,7	27 000	4,3
17,5	- 3,65	28 000	3,8
20	- 3,6	29 000	3,5
25	- 3,5	30 500	2,9
30	- 3,4	32 000	2,6
35	- 3,3	33 300	2,3
40	- 3,2	34 500	2,1
45	- 3,1	36 000	1,9
50	- 3,0	37 000	1,8
55	- 2,9	38 000	1,6

#### Comentario

Debe tenerse en cuenta que en los estados límites últimos, la comprobación de la estructura debe hacerse a partir de las acciones de cálculo (mayoradas) de los diagramas  $\sigma - \varepsilon$  de cálculo (minorados), donde el valor  $E_{cm}$  también deberá ser minorado.

#### 5.1.6 Módulos de deformación longitudinal

Para cargas instantáneas o rápidamente variables, el módulo de deformación longitudinal inicial  $E_0$  del hormigón (pendiente de la tangente en el origen de la curva real  $\sigma - \varepsilon$  según 5.1.4), a la edad de "j" días, puede tomarse igual a:

$$E_{0j} = 6640\sqrt{f_j}; \text{ en MPa}$$

donde:

$f_j$  = resistencia característica a compresión del hormigón a "j" días de edad. Debe expresarse en MPa. Como módulo instantáneo de deformación longitudinal, secante,  $E_j$  (pendiente de la secante), se adoptara:

$$E_j = 6000\sqrt{f_j}; \text{ en MPa}$$

válido siempre que las tensiones, en condiciones de servicio, no sobrepasen el valor de  $0,5 f_j$ . En esta expresión debe entrarse con  $f_j$  en MPa.

Como valor medio del módulo secante de la deformación longitudinal del hormigón  $E_{cm}$ , se adoptara el dado por la siguiente expresión:

$$E_{cm} = 9500(f_{ck} + 8)^{1/3}$$

Normalmente,  $f_{ck}$  está referido a la edad de 28 días y, por consiguiente, el valor de  $E_{cm}$  corresponde a dicha edad. Sin embargo, puede utilizarse igualmente la misma expresión para deducir  $E_{cm}$  a partir de una resistencia  $f_j(t_0)$ , correspondiente a una edad  $t_0$ , dada.

Cuando se trate de cargas duraderas o permanentes podrá tomarse como valor de "E" los dos tercios (2/3) de los valores anteriores, en climas húmedos, y los dos quintos (2/5), en climas secos, véase tabla 5.1.8 b. Para un cálculo mas preciso, deberá tenerse en cuenta lo indicado en 5.1 8.

#### Comentario

Los módulos de deformación del hormigón se asocian al diagrama real  $\sigma - \epsilon$  y no a los diagramas convencionales de cálculo expresados en 5.1.5.

Las dos (2) primeras formulas incluidas en las prescripciones para el cálculo de los módulos de deformación, se transforman en las siguientes, al expresarlas en  $kp/cm^2$ :

$$E_{0j} = 21000\sqrt{f_j}$$

$$E_{0j} = 19000\sqrt{f_j}$$

El módulo secante de deformación longitudinal 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  $0,5 f_j$ .

Para fines prácticos, en la tabla 5.1.6 se dan los valores medios de los módulos de deformación longitudinal, secante, para los diferentes tipos de hormigones normales, deducidos aplicando la formula prescrita para calcular  $E_{cm}$ .

Estos valores pueden variar dentro de un intervalo de  $\pm 30 \%$ .

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 las prescripciones, en función de la carga y de la naturaleza, seca o húmeda, del ambiente.

Tabla 5.1.6 - Valores de  $E_{cm}$

Tipo de hormigón	$E_{cm}$ , en MPa	$E_{cm}$ , en $kg/cm^2$
H 55	26 000	260 000
H 50	27 000	270 000
H 45	28 000	280 000
H 40	29 000	290 000
H 35	30 500	305 000
H 30	32 000	320 000
H 25	33 300	333 000
H 20	34 500	345 000
H 17,5	36 000	360 000
H 12,5	37 000	370 000
H 15	38 000	380 000

#### 5.1.7 Retracción

En general, como valor de la retracción para elementos de hormigón armado, y en condiciones medias, puede admitirse 0,25 mm por metro.

Se puede prescindir de la retracción cuando se trate de elementos estructurales sumergidos en agua o enterrados en suelos húmedos.

Para una evaluación mas precisa del valor de la retracción, habrían de tenerse en cuenta las diversas variables que influyen en el fenómeno, en especial; el grado de humedad del ambiente, el espesor o menor dimensión de la pieza, la composición del hormigón, la cuantía de armaduras y el tiempo transcurrido desde la ejecución, que marca la duración del fenómeno.

**Comentario**

Las variables citadas en las prescripciones, pueden tenerse en cuenta del modo que a continuación se indica:

- 1) El valor  $\epsilon_t$  de la retracción de un elemento de hormigón en masa, desde el momento de su acabado hasta el instante  $t$ , viene dado por:

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

donde:

- $\epsilon_{01}$  = coeficiente dependiente de la humedad del ambiente (véase tabla 5.1.7)
- $\epsilon_{02}$  = coeficiente dependiente del espesor ficticio "e" (véase figura 5.1.7.a);
- $\beta_t$  = coeficiente que refleja la evolución de la retracción en el tiempo (véase figura 5.1.7.b)

- 2) Las curvas de las figuras 5.1.7.a y b corresponden a distintos espesores ficticios "e" de la pieza, que se calculan mediante la expresión:

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

donde:

- $\alpha$  = coeficiente dado en la tabla 5.1.7
- A = área de la sección transversal del elemento
- u = perímetro de la sección transversal 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.

- 3) En el eje de las abscisas de la figura 5.1.7.b, aparece la edad teórica del hormigón en días  $t$ . Si el hormigón esta sometido a temperaturas normales, la edad teórica coincide con la real, si no es así, se tomara como edad teórica la dada por la expresión:

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

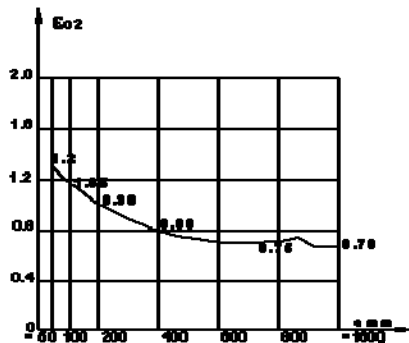


Figura 5.1.7.a - Influencia del espesor ficticio sobre la retracción

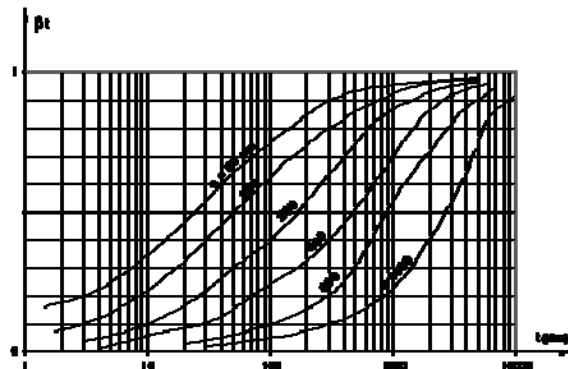


Figura 5.1.7.b - Evolución de la retracción en el tiempo



donde:

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

**Tabla 5.1.7 - Valores del coeficiente de retracción  $\epsilon_{01}$  y del coeficiente  $\alpha$**

Ambiente	Humedad relativa aproximada, en %	$\epsilon_{01}$	$\alpha$
En el agua	100	$+ 10 \times 10^{-5}$	30
En atmósfera muy húmeda	90	$- 13 \times 10^{-5}$	5
En ambiente medio	70	$- 32 \times 10^{-5}$	1,5
En atmósfera muy seca	40	$- 52 \times 10^{-5}$	1,0

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

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

con los mismos significados anteriores.

- 5) Si el hormigón ha sido amasado con gran exceso de agua, o con un cemento rápido de gran finura, la retracción, especialmente en las primeras edades, puede alcanzar valores al menos un 25 % mayores de los deducidos según el procedimiento expuesto. Por el contrario, en hormigones muy secos, la retracción calculada debe disminuirse en un 25 %, para encontrar valores más concordantes con los medidos experimentalmente.
- 6) A partir de la deformación  $\epsilon_t$ , correspondiente a hormigón en masa, puede calcularse la deformación  $\epsilon_{tc}$ , correspondiente a hormigón armado, mediante la relación:

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

donde:

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

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

### 5.1.8 Fluencia

La deformación total producida en un elemento de hormigón es la suma de diversas deformaciones parciales, que pueden clasificarse como se indica en la tabla siguiente:

**Tabla 5.1.8.a - Deformaciones del hormigón**

Deformaciones	Dependientes de la tensión		Independientes de la tensión
	Instantáneas	Diferidas (fluencia)	
Reversibles	Elásticas	Elásticas diferidas	Termo higrométricas 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. Asimismo, la deformación por fluencia puede considerarse proporcional a la deformación elástica instantánea, calculada esta última a partir del módulo instantáneo secante de deformación longitudinal del hormigón (véase 5.1.6).

Para una evaluación más precisa de la fluencia se tomarán 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.

**Comentario**

Para unas condiciones medias puede suponerse que la deformación final por fluencia (suma de la instantánea y la diferida) es del orden de dos (2) veces a tres (3) veces la deformación elástica instantánea. Si se desea una evaluación mas aproximada, habrán de tenerse en cuenta las variables citadas en las prescripciones: lo que puede hacerse del modo que a continuación se indica:

- 1) La deformación diferida, o de fluencia  $\varepsilon_t$ , de un elemento de hormigón armado, viene dada por:

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

donde:

$\psi_t$  = coeficiente de evolución de la fluencia en el tiempo

$\sigma$  = tensión constantemente aplicada

$E_c$  = módulo instantáneo de deformación longitudinal, secante, del hormigón, a 28 días de edad

- 2) El coeficiente  $\psi_t$  puede determinarse, con suficiente aproximación, mediante la siguiente expresión:

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

donde:

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

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

$$\beta_a(j) = 0,8 \left( 1 - \frac{f_j}{f_\infty} \right)$$

El valor de  $(f_j/f_\infty)$ , puede obtenerse, a falta de datos más precisos procedentes de ensayo, de la figura 5.1.8.a

$\varphi_{01}$  = coeficiente que depende del medio ambiente (véase tabla 5.1.8.b)

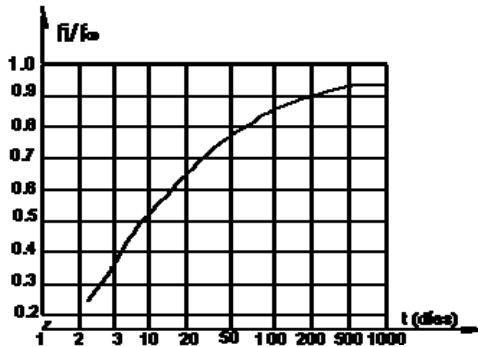


Figura 5.1.8.a - Variación de la resistencia del hormigón con el tiempo

$\varphi_{02}$  = coeficiente que depende del espesor ficticio "e", de la pieza (véase figura 5.1.8.b)

Tabla 5.1.8.b - Valores de los coeficientes  $\varphi_{01}$  y  $\alpha$

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

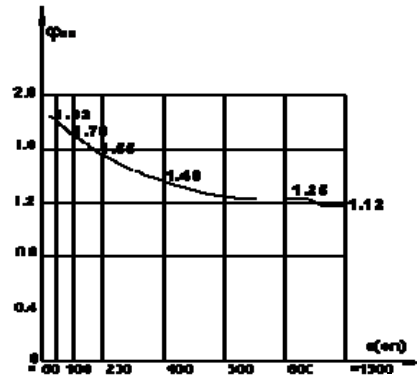


Figura 5.1.8.b - Influencia del espesor ficticio sobre la fluencia

$\beta_e, \beta_j$  = coeficientes que reflejan la evolución, en el tiempo, de la deformación plástica diferida (véase figura 5.1.8.c)

$\beta_{t-j}$  = coeficiente que refleja la variación de la deformación elástica diferida, en función de la duración "t-j" en días, del efecto de la fluencia (véase figura 5.1.8.d)

- 3) Las curvas de la figura 5.1.8.c, corresponden a distintos espesores ficticios «e» de la pieza, que se calculan mediante la expresión:

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

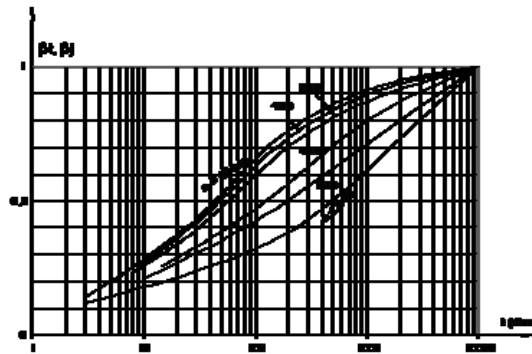


Figura 5.1.8.c - Evolución en el tiempo de la deformación plástica diferida

donde:

$\alpha$  = coeficiente dado en la tabla 5.1.8.b

$A$  = área de la sección transversal del elemento

$u$  = perímetro de la sección transversal que esta 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) En el eje de las abscisas del gráfico de la figura 5.1.8.c aparece la edad teórica del hormigón en días, "t". Si el hormigón esta sometido a temperaturas normales, la edad teórica coincide con la real. Si no es así, se tomara como edad teórica "t", la dada por la expresión:

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

donde:

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

Tabla 5.1.8.b - Valores de los coeficientes  $\phi_{01}$  y  $\alpha$ 

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

- 5) Si el hormigón ha sido amasado con gran exceso de agua, la deformación plástica diferida puede alcanzar un valor, al menos un 25 % mayor del indicado. Por el contrario, en hormigones muy secos, tal deformación suele ser un 25 % inferior a la calculada. La deformación elástica diferida no experimenta alteración por este concepto. La corrección afecta, por consiguiente, solo al segundo sumando de  $\phi_t$ .

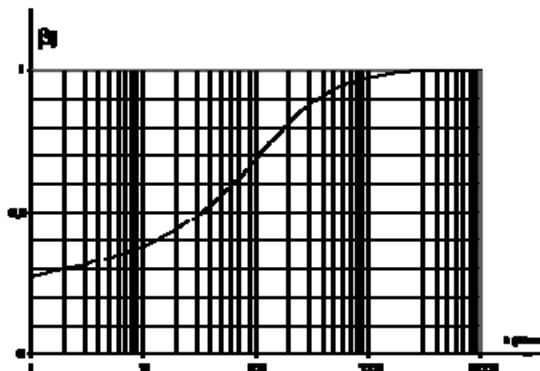


Figura 5.1.8.d - Evolución en el tiempo de la deformación elástica diferida

### 5.1.9 Coeficiente de Poisson

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

### 5.1.10 Coeficiente de dilatación térmica

Como coeficiente de dilatación térmica del hormigón armado, se tomará:  $\alpha = 1,0 \times 10^{-5}$  por grado centígrado.

#### Comentario

Los ensayos han demostrado que este coeficiente puede variar en una proporción relativamente elevada (del orden de  $\pm 30$  %).

Dicho coeficiente, depende de la naturaleza del cemento, 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 mas bajos se obtienen con áridos calizos y los mas elevados con áridos silíceos.

## 5.2 Aceros

### 5.2.1 Resistencia característica

La resistencia característica del acero  $f_{yk}$ , se define como el cuantil 5 % del limite elástico en tracción (aparente  $f_y$ , o convencional al 0,2 %,  $f_{0,2}$ ).

### 5.2.2 Resistencia de cálculo

Se considera como resistencia de cálculo, o de diseño, del acero, el valor  $f_{yd}$ , dado por:

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

donde:

$f_{yk}$  = límite elástico del proyecto

$\gamma_s$  = coeficiente de minoración, definido en 7.3

La anterior expresión es válida, tanto para tracción como para compresión.

**Comentario**

*Se recuerda que, en piezas sometidas a compresión simple, la deformación de rotura del hormigón toma el valor 2 por mil, 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. Por ejemplo, para el acero de dureza natural, será 420 MPa.*

**5.2.3 Diagramas tensión-deformación**

Diagrama de proyecto tensión-deformación es el que se adopta como base de los cálculos, asociado en esta norma a un nivel de confianza del 95 %.

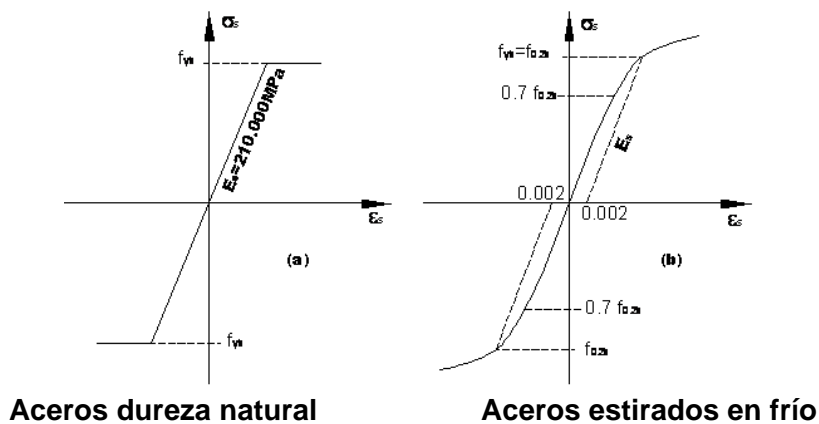
Diagrama característico tensión-deformación del acero, en tracción, es aquel que tiene la propiedad de que los valores de la tensión, correspondientes a deformaciones no mayores del 10 por mil, presentan un nivel de confianza del 95 % con respecto a los correspondientes valores obtenidos en ensayos de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

Para los distintos tipos de acero tratados en el Capítulo 4, la presente norma, pueden tomarse, como diagramas de proyecto, tensión-deformación, los representados por las figuras 5.2.3.a, 5.2.3.b, tomando como valores del límite elástico los dados en dicho Capítulo.

En la figura 5.2.3.b, la rama de tracción del diagrama, a partir del valor  $0,7 f_{0,2k}$  se define mediante la siguiente expresión:

$$\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} + 0.823 \left[ \frac{\sigma_s}{f_{0,2k}} - 0.7 \right]^5$$

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



**Figura 5.2.3**

**Comentario**

El conocimiento del diagrama característico del acero permite dimensionar las secciones sometidas a solicitaciones normales (flexión, compresión) con mayor precisión y economía que si solo se conoce el valor del límite elástico.

Por ello, los proveedores deben establecer y garantizar 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 0,010.

En rigor, el límite elástico característico es el que corresponde, en el diagrama característico, a una deformación remanente del 0,2 %.

**5.2.4. Diagramas de calculo tensión-deformación**

Los diagramas de cálculo tensión-deformación del acero (en tracción o en compresión) se deducen de los diagramas de proyecto, mediante una afinidad oblicua, paralela a la recta de HOOKE, de razón igual a:  $1/\gamma_s$ .

Estos diagramas vienen representados en las figuras 5.2.4.a y 5.2.4.b.

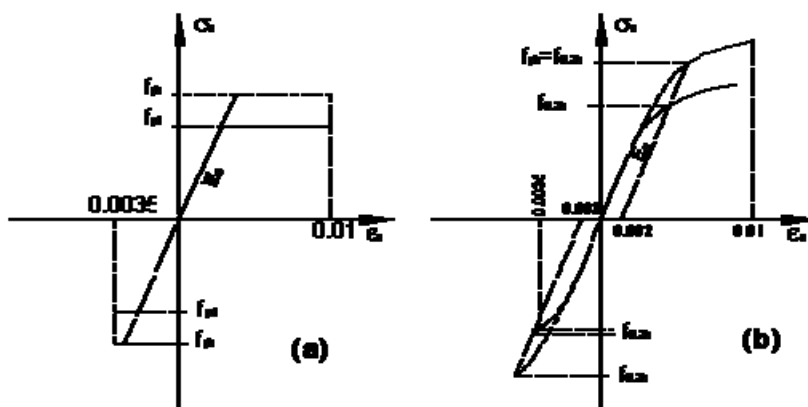


Figura 5.2.4

**Comentario**

La deformación del acero en tracción se limita al valor 10 por mil, y la de compresión, al valor 3,5 por mil, de acuerdo con lo indicado en 8.1.2.

**5.2.5 Módulo de deformación longitudinal**

Para todas las armaduras tratadas en la presente norma, como módulo de deformación longitudinal, se tomara:

$$E_s = 210\ 000\ \text{MPa}$$

**5.2.6 Coeficiente de dilatación térmica**

El coeficiente de dilatación térmica del acero se tomara igual al del hormigón, es decir:  $\alpha = 1,0 \times 10^{-5}$ , por grado centígrado.

## 6 ACCIONES

### 6.1 Definición y clasificación

Una acción es un conjunto de:

- fuerzas concentradas y repartidas
- deformaciones impuestas, o impedidas parcial o totalmente

Debidas a una misma causa y que aplicadas a una estructura o elemento estructural son capaces de producir en ella estados tensionales.

Las acciones se clasifican en dos (2) grupos:

- acciones directas
- 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 o impedir, total o parcialmente, deformaciones, o imprimir aceleraciones a la estructura, siendo, por tanto, función de las características de deformación de la propia estructura.

Por otra parte, según su naturaleza, las acciones pueden ser de dos (2) tipos:

- acciones estáticas: que son las que no engendran aceleración significativa sobre la estructura ni sobre ninguno de sus elementos.
- acciones dinámicas: que engendran una aceleración significativa sobre la estructura.

El hecho de que una acción sea considerada o no como dinámica depende de la respuesta de la estructura, aún cuando el carácter dinámico está en relación con las variaciones de la acción en el tiempo.

De forma general, se puede considerar que la mayor parte de las acciones son estáticas, puesto que es posible tener en cuenta los efectos dinámicos aumentando la magnitud de la acción mediante coeficientes de impacto.

Finalmente, conviene llamar la atención sobre el hecho de que, cuando la estructura o elemento estructural que se proyecta haya de estar sometido durante su vida de servicio a influencias nocivas (de carácter físico, químico, etc.) que, por su naturaleza, puedan perjudicar a algunas de las cualidades de sus materiales constituyentes, será preciso adoptar en el proyecto y/o en la ejecución, las medidas oportunas para evitar o reducir al mínimo los posibles perjuicios que en el hormigón o en las armaduras pudieran originarse. A tal efecto, deberá tenerse en cuenta lo indicado en el Capítulo 14, de esta norma.

#### **Comentario**

*Para obtener el estado global de fuerzas que actúan sobre una estructura o elemento estructural habrá que añadir a las acciones las reacciones correspondientes originadas por las coacciones de apoyo.*

#### **6.1.1 Acciones directas**

Las acciones directas pueden clasificarse, según sus variaciones en el tiempo, en:

- permanentes
- variables
- extraordinarias

Las acciones permanentes, que se representan por “G” si son concentradas y por g si son repartidas, son las que, con la estructura en servicio, actúan en todo momento y son constantes en posición y magnitud o presentan, solo en raras ocasiones, variaciones que resultan despreciables con respecto a su valor medio. Entre estas acciones permanentes se distinguen, por un lado, el peso propio del elemento resistente, y, por otro, las cargas muertas que gravitan sobre dicho elemento.

Las acciones variables, representadas por “Q” si son concentradas y por “g” si son repartidas, están constituidas por todas aquellas fuerzas que son externas a las estructura en si, y para las cuales las variaciones son frecuentes o continuas, y no despreciables con respecto a su valor medio. Se subdividen en:

- acciones variables de explotación o de uso, que son las propias del servicio que la estructura debe rendir.
- acciones variables climáticas, que comprenden las acciones del viento y de la nieve.
- acciones variables del terreno, debidas al peso del terreno y a sus empujes.
- acciones variables debidas al proceso constructivo.

Desde otro punto de vista, las acciones variables pueden subdividirse, también, 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 extraordinarias, tienen pocas probabilidades de actuación y presentan, por tanto, una pequeña duración de aplicación a lo largo de la vida útil de la estructura.

Las acciones extraordinarias son aquellas para las cuales es pequeña la probabilidad de que intervengan con un valor significativo, sobre una estructura dada, durante el período de referencia (generalmente la vida prevista de la estructura), pero cuya magnitud puede ser importante para ciertas estructuras.

Como ejemplos de acciones extraordinarias pueden citarse las fuerzas resultantes de choques, explosiones, hundimientos de terreno, avalanchas de piedras o nieve, tornados o sismos en las regiones normalmente no expuestas a ellos, etc.

#### **Comentario**

*En las acciones variables de explotación deben considerarse incluidos todos los efectos, sean o no gravitatorios, que tales acciones pueden producir como, por ejemplo: frenado, fuerza centrífuga, fenómenos vibratorios, etc.*

*Cuando sea posible que la estructura resulte sometida a vibraciones por causas tales como la acción del viento o de máquinas, deben tomarse medidas para evitar las incomodidades al usuario o la impresión de inseguridad, o incluso una pérdida de aptitud de la estructura para cumplir con su función. Esta acción no aparece más que en raras ocasiones y en general, lo que condiciona las limitaciones que deben imponerse a su valor son los efectos sobre los ocupantes o usuarios de la estructura.*

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

*El valor frecuente de una acción variable puede expresarse como una fracción del valor característico de tal carga.*

*La forma de tratar las acciones extraordinarias se indica en 7.6.*



## 6.1.2 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 y/o de la fluencia.
- acciones térmicas, producidas por las deformaciones a que dan lugar las variaciones de temperatura.
- acciones por movimientos impuestos, tales como las producidas por vibraciones, descensos diferenciales de los apoyos de las estructuras como consecuencia de asentamientos del terreno de cimentación o por movimientos intencionales de tales apoyos.
- acciones sísmicas, producidas por las aceleraciones transmitidas a las masas de la estructura por movimientos sísmicos.

## 6.1.3 Tipos de valores de las acciones

Para todas las acciones definidas en 6.1 deberán distinguirse dos (2) tipos de valores, el característico y el ponderado o de cálculo, véase el siguiente artículo y Capítulo 7.

## 6.2 Valores característicos de las acciones

### 6.2.1 Generalidades

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

En esta norma se consideran como valores característicos de las acciones, los que presentan una probabilidad de un 95 % de no ser sobrepasados (por el lado de los valores más desfavorables) durante el período de vida útil de la construcción.

#### **Comentario**

*El concepto de valor característico aplicado a las acciones es análogo al ya utilizado al definir la resistencia del hormigón (véanse 5.1.1 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 Gaussiana, las expresiones que definen los valores característicos de las acciones son:*

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

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

donde:

$F_m$  = valor medio correspondiente a las acciones máximas

$F'_m$  = valor medio correspondiente a las acciones mínimas

$\delta, \delta'$  = desviaciones cuadráticas medias relativas a  $F_m$  y  $F'_m$

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

## 6.2.2 Valores característicos de las acciones directas

### 6.2.2.1 Acciones permanentes

El cálculo de los valores característicos de las acciones permanentes se efectuará a partir de las dimensiones y masas específicas que correspondan.

Para los elementos de hormigón se adoptarán las siguientes masas específicas:

- hormigón sin armar .....	23 kN/m <sup>3</sup>
- hormigón armado con cuantías normales .....	25 kN/m <sup>3</sup>

#### **Comentario**

*De conformidad con lo indicado en los comentarios 1.3.1, los valores que podrán adoptarse para las masas específicas de los elementos de hormigón serán:*

- hormigones sin armar	2 300 kg/m <sup>3</sup>
- hormigón armado con cuantías normales	2 500 kg/m <sup>3</sup>

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

*Cuando no se conozca con precisión la masa específica de los materiales o dicha masa específica 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 acción permanente resulte favorable o desfavorable para la hipótesis de carga que se comprueba.*

### **6.2.2.2 Acciones variables**

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

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

Cuando debido al proceso de ejecución previsto para la estructura, se apliquen a lamisca, cargas debidas al equipo, maquinaria, materiales almacenados, etc., se tendrán en cuenta los valores de éstas cargas, en las condiciones que se especifican en 7.3 y 7.4, sin olvidar que, durante la construcción, el esquema resistente de parte o de la totalidad de la estructura puede ser distinto del definitivo.

#### **Comentario**

*Se recuerda la conveniencia de que en las obras se haga figurar en una placa colocada en lugar visible el valor de explotación o de uso (véase 1.4.4) para información de los usuarios.*

### **6.2.2.3 Acciones extraordinarias**

Los valores de estas acciones serán fijados por las autoridades competentes o, en su defecto, por el proyectista de la estructura y tendrán el carácter de valores límites, más allá de los cuales, se renuncia a asegurar una probabilidad de supervivencia de la estructura.

### **6.2.3 Valores característicos de las acciones indirectas**

Para las acciones reológicas se considerarán como valores característicos los correspondientes a las deformaciones por retracción afluencia establecidas en 5.1.7 y 5.1.8.

Los valores característicos de las acciones térmicas se obtendrán a partir del coeficiente de dilatación "α", establecido en 5.1.10 para el hormigón considerando una variación de 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,  $\pm \Delta t$  no menor de la dada, en grados centígrados, por la expresión:

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

donde:

e = el espesor del elemento, en cm

- en estructuras abrigadas de la intemperie, los anteriores 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 las estructuras formadas por elementos de distinto espesor, para simplificar los cálculos se admite que si la diferencia entre los valores de resultantes para los distintos elementos no es superior a 5 °C, se tome el mismo valor de  $\Delta t$  para todos ellos. En otro caso, se tomará para cada elemento el valor que le corresponda.
- 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 radiación solar. Igualmente se estudiará este efecto cuando elementos de poco espesor hayan de estar sometidos a un caldeoamiento por una cara o paramento.

En aquellos casos especiales en los que sean de prever asientos de las sustentaciones que, ajuicio del proyectista, puedan tener 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 de Suelos.

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.

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

#### **Comentario**

*El estudio de los efectos de readaptación de la estructura bajo las acciones de movimiento impuesto de un modo intencionado, habrá que realizarlo igualmente, en aquellos casos ñeque la estructura pase por sucesivas fases reconstrucción 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 desprejarse en el cálculo de las estructuras corrientes que tengan juntas de dilatación a las distancias usuales.*

### **6.3 Determinación de los efectos originados por las acciones**

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 normal, esfuerzo cortante y momento de torsión. 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, completados, en caso necesario, por las teorías clásicas de la Resistencia de Materiales y de la Elasticidad. No obstante, para el cálculo de las

solicitaciones, se podrá tener en cuenta el comportamiento de los materiales más allá de su fase elástica, siempre que se justifiquen debidamente las hipótesis adoptadas.

#### **Comentario**

*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.*

### **6.4 Datos generales para el cálculo de las solicitaciones**

Salvo justificación especial, se considera como luz de cálculo de las piezas no continuas, la menor de las dos (2) longitudes siguientes:

- la distancia entre ejes de apoyo
- la luz libre, más el canto

Para un elemento continuo, se toma normalmente como luz efectiva la distancia entre ejes de apoyo.

Para una ménsula, la luz efectiva se toma igual a su longitud medida:

- desde el paramento de la sección de empotramiento, si se trata de una ménsula aislada.
- desde el eje de apoyo, si se trata de una ménsula que prolonga el vano extremo de una viga continua.

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

## **7 BASES DE CÁLCULO**

### **7.1 Proceso general de cálculo**

#### **7.1.1 Generalidades: la seguridad**

El proceso general de cálculo prescrito en esta norma corresponde al método de los estados límites. Dicho cálculo trata de reducir a un valor, suficientemente bajo, la probabilidad, siempre existente, de que sean alcanzados una serie de estados límites entendiendo como tales aquellos estados o situaciones de la estructura o de una parte de la misma, tales que, de alcanzarse ponen la estructura fuera de servicio (o sea, que ya no es capaz de cumplir la función para la que fue construida).

El procedimiento de comprobación, para un cierto estado límite (véase 7.2), consiste en deducir, por una parte, el efecto de las acciones aplicadas a la 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 pueda ser 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 norma, consiste en:

- 1º 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.
- 2º Obtención de la respuesta  $R_d$  de la estructura, correspondiente al estado límite en estudio, a partir de los valores minorados de las características resistentes de los materiales.
- 3º El criterio de aceptación, consiste en la comprobación:

$$R_d \geq S_d$$

donde:

$S_d$  = valor de cálculo de la sollicitación actuante

$R_d$  = valor de cálculo de la resistencia de la estructura

#### **Comentario**

*La presente norma, da los criterios para desarrollar los cálculos correspondientes a los diferentes estados límites, definidos en 7.2, para las estructuras de hormigón armado. Aunque el criterio general de comprobación indicado en las prescripciones, consiste en la verificación de la condición  $R_d \geq S_d$ , no siempre es posible, es 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 condición  $R_d \geq S_d$  se cumpla, 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 expresiones que permiten dimensionar tales anclajes de forma que sean capaces de resistir la carga correspondiente a la resistencia total de la armadura que han de anclar, teniendo en cuenta los coeficientes prescritos de ponderación de cargas y minoración de resistencias.*

## **7.2 Principios para la determinación de la seguridad**

### **7.2.1 Estados límites últimos**

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

Los estados límites incluyen:

- estado límite en 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 estudia a nivel de sección de elemento estructural)
- estado límite de inestabilidad, o de pandeo, de una parte o del conjunto de la estructura (se estudia, en general, a nivel de elemento estructural)
- estado límite de adherencia, caracterizado por la rotura de la adherencia entre las armaduras y el hormigón que las rodea (se estudia, de forma local, en las zonas de anclaje)
- estado límite de fatiga, caracterizado por la rotura de alguno de los materiales de la estructura por efecto de la fatiga, bajo la acción de las cargas dinámicas (se estudia a nivel de sección.)

**Comentario**

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

**7.2.2 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 ñeque 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 estados límites de utilización:

- estado límite de deformación, caracterizado por alcanzarse una determinada deformación (flechas, giros) en un elemento de la estructura (se estudia a nivel de estructura o elemento estructural)
- estado límite de vibraciones, caracterizado por la presencia de vibraciones de una determinada amplitud o frecuencia de la estructura (se estudia 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.

**Comentario**

*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 estanqueidad; y en el segundo, la posible corrosión de las armaduras, fenómenos de fatiga, etc.*

*La consideración de estados límites por razones estéticas, queda subordinada 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 redeterminadas 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 éstas comprobaciones son menores que los utilizados en el estudio de los estados límites últimos.*

**7.3 Coeficientes de seguridad**

En los métodos de cálculo desarrollados en esta norma, la seguridad se introduce a través de coeficientes: dos (2) de minoración (de la resistencia del hormigón y de la resistencia de acero) y otros de ponderación de las cargas y acciones en general.

**7.3.1 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.....  $\gamma_s = 1,50$
- coeficiente de ponderación de las acciones
  - de efecto desfavorable.....  $\gamma_{fg} = \gamma_{fq} = 1,60$
  - de efecto favorable permanente.....  $\gamma_{fg} = 0,90$
  - de efecto favorable variable.....  $\gamma_{fq} = 0$

Los valores de los coeficientes de minoración para el acero y el hormigón y de ponderación para las acciones según el nivel de control adoptado y los daños previsibles, se establecen en las tablas 7.3.1.a y 7.3.1.b. Los valores de los coeficientes de seguridad, adoptados y los niveles supuestos de control de calidad de los materiales y de la ejecución, deben figurar, explícitamente en los planos.

**Tabla 7.3.1.a - Estados límites últimos - Coeficientes de minoración de la resistencia de los materiales**

Material	Coeficiente básico	Nivel de control	Corrección
Acero	$\gamma_s = 1.15$	Reducido	+ 0,05
		Normal	0
		Intenso	- 0,05
Hormigón	$\gamma_c = 1.50$	Reducido (1)	+ 0,20
		Normal	0
		Intenso (2)	- 0,10

En el caso de las piezas hormigonadas en vertical, la resistencia del proyecto del hormigón deberá, además, minorarse en un 10 %.

(1) No se adoptará en el cálculo una resistencia de proyecto del hormigón mayor de 15 MPa.  
 (2) En especial, para hormigones destinados a elementos prefabricados en instalación industrial con control a nivel intenso.

**NOTA**

Para nivel de control véase capítulo 16.

**Tabla 7.3.1.b - Estados límites últimos - Coeficientes de ponderación de las acciones**

Coeficiente básico	Nivel de control y daños previsibles		Corrección
$\gamma_f = 1.6$	Nivel de control en la ejecución	Reducido	+ 0,20
		Normal	0
		Intenso	- 0,10
	Daños previsibles en caso de accidente	Mínimos y exclusivamente materiales	- 0,10
		Medios	0
		Muy importantes	+ 0,20

– El valor final de  $\gamma_f$ , será el que se obtenga como resultado de la combinación de las correcciones introducidas en el coeficiente básico, en función del nivel de control adoptado y de la magnitud de los daños previsibles.

– 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 %, cuando los estudios, cálculos e hipótesis sean muy rigurosos, se consideren todas las solicitaciones y sus combinaciones posibles y se estudien con el mayor detalle los anclajes, nudos, enlaces, apoyos, etc.

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

Tabla 7.3.1.c - Coeficiente de seguridad para los estados límites últimos

Coeficientes de Seguridad para	Nivel de control	Valor del coeficiente de seguridad			
Acero: $\gamma_s$	Reducido	1,20			
	Normal	1,15			
	Intenso	1,10			
Hormigón: $\gamma_c$	Reducido (1)	1,70			
	Normal	1,50			
	Intenso (2)	1,40			
Acciones: $\gamma_f$ (3)	Reducido	Daños previsibles (4)	Acción desfavorable	Acción favorable de carácter	
				Permanente	Variable
		A	1,70	0,9	0
	B	1,80			
	C	-			
	Normal	A	1,50		
		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 a 15 MPa.

(2) En especial, para hormigones destinados a elementos prefabricados en instalación industrial con control a nivel intenso.

(3) Se podrá reducir el valor de  $\gamma_f$  en un 5 %, cuando los estudios, cálculos e hipótesis sean muy rigurosos, se consideren todas las solicitaciones y sus combinaciones posibles y se estudien, con el mayor detalle, los anclajes, nudos, apoyos, enlaces, etc.

(4) Daños previsibles:

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

En el caso de piezas hormigonadas en vertical se tendrá en cuenta que la resistencia de proyecto del hormigón deberá además minorarse en un 10 % (véase 5.1.2)

#### Comentario

Los valores de los incrementos de las condiciones de seguridad han sido fijados con el criterio de que, al reducirse los niveles de control de los materiales y de la ejecución se incrementen, correlativamente los valores 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 las prescripciones para los estados límites últimos se resumen en la tabla 7.3.1.c.

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 márgenes 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 aquel.

#### 7.3.2. Estados límites de utilización

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



- coeficiente de minoración del hormigón.....  $\gamma_c = 1$
- coeficiente de minoración del acero.....  $\gamma_s = 1$
- coeficiente de ponderación de las acciones:
  - acciones de carácter variable, con efecto favorable, cuando puedan actuar o dejar de hacerlo.....  $\gamma_c = 0$
  - en los demás casos.....  $\gamma_c = 1$

#### **Comentario**

*En los estados límites de utilización, el comportamiento de la estructura no está influido, en general, para las variaciones locales de las propiedades del hormigón del acero, sino más bien por sus características medias. En consecuencia, es suficiente, en la práctica, adoptar. Por otra parte, el coeficiente 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.*

### **7.4. Establecimiento de acciones de cálculo e hipótesis de carga más desfavorable**

#### **7.4.1. Establecimiento de acciones de cálculo**

Para el establecimiento de acciones de cálculo se procederá de la siguiente manera:

De las acciones clasificadas en 6.1, se eliminarán aquellas que no deban considerarse, por 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) Estados límites últimos (para el equilibrio, véanse prescripciones adicionales en 7.7):

a. Acciones directas:

a.1. Cargas permanentes (coeficiente 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 acción favorable y la desfavorable, empleando:

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

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

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

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

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

## 7.4.2 Hipótesis de carga más desfavorable

Cuando la reglamentación específica de las estructuras no indique otra cosa, se aplicarán las hipótesis de carga enunciadas a continuación.

Para encontrar la hipótesis de carga más desfavorable correspondiente a cada caso, se procederá de la siguiente forma, partiendo de las acciones de cálculo deducidas según se indica en 7.4.1.

Para cada estado límite de que se trate, se considerarán las 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 utilizarán en las comprobaciones relativas de los estados límites últimos. En cada hipótesis, deberán tenerse en cuenta, solamente, aquellas acciones cuya actuación simultánea sea compatible.

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

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

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

En estas expresiones:

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

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  $W_{eq} = 0$

$F_{eq}$  = valor característico de la acción sísmica

Cuando existan diversas acciones "Q" de distintos orígenes y de actuación conjunta compatible, siendo pequeña la probabilidad de que algunas de ellas actúen simultáneamente con sus valores característicos, se adoptará, en las expresiones anteriores, el valor característico de "Q" para la carga variable cuyo efecto sea predominante y para aquellas cuyas 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 acciones con las que sean compatibles con ellas. En dicha comprobación, podrá reducirse, en la proporción que el proyectista estime oportuno, el valor de los coeficientes de ponderación indicados en 7.3, para los estados límites últimos, recomendándose no bajar de  $\gamma_f = 1,25$ .

#### **Comentario**

*Una vez clasificadas las acciones con arreglo a lo indicado en 7.3, las tres (3) hipótesis de carga establecidas en las prescripciones, pueden expresarse del siguiente modo:*

$$\text{Hipótesis I: } \gamma_f \cdot G_1 + 0,9 \cdot G_2 + \gamma_f \cdot Q_1$$

$$\text{Hipótesis II: } 0,9 \cdot (\gamma_f \cdot G_1 + 0,9 \cdot G_2 + \gamma_f \cdot Q) + 0,9 \cdot \gamma_f \cdot W$$

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

*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 se estudia es desfavorable; y  $G_2$ , 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 las prescripciones.*

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

*Para los coeficientes de impacto, se adoptarán los valores que se prescriban en las normas específicas correspondientes al tipo de estructura en estudio (edificación, puentes, presas, etc.).*

### **7.5 Comprobaciones que deben realizarse**

Los cálculos realizados con arreglo a los métodos y prescripciones establecidos en la presente norma, 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 7.4.1.

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, aplicando las prescripciones del Capítulo 8.

- 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 7.4.1.

La respuesta de la estructura, correspondiente al estado límite en estudio, se obtendrá de acuerdo con las prescripciones del Capítulo 8.

#### **Comentario**

*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.*

### **7.6 Consideraciones sobre las acciones extraordinarias**

Las acciones fortuitas no normalizadas, tales como choque de vehículos, huracanes, deflagraciones, ondas explosivas, etc., y las de carácter normal pero cuyos valores

difícilmente previsible superan fuertemente a los normalizados, en general 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.

#### Comentario

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

### 7.7 Comprobaciones relativas al estado límite de equilibrio

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

Con la hipótesis de carga más desfavorable de las indicadas en 7.4.2, se estudiará para cada caso, en equilibrio del conjunto de la estructura y de cada uno de sus elementos, aplicando para ello los métodos de la Mecánica Racional, teniendo en cuenta las condiciones reales de las sustanciaciones y, en particular, las derivadas del comportamiento del terreno, deducidas de acuerdo con los métodos de la Mecánica de Suelos.

#### Comentario

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 7.4.1 1.a.1), se comenta el caso de una cubierta, cuyo esquema estructural se indica en la figura 7.7.1, en la que se supone, como posible, la actuación de cargas variables sobre la misma.

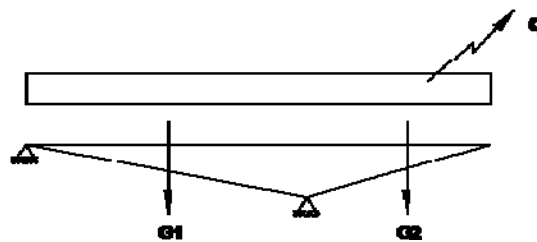


Figura 7.7.1

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, la que se indica en la figura 7.7.2; donde " $\gamma$ " queda a juicio del proyectista, con el valor mínimo indicado.
- si el esquema estático corresponde exclusivamente a una situación de construcción, la que se indica en la figura 7.7.3, donde  $\gamma_1$  y  $\gamma_2$ , quedan a juicio del proyectista, con los valores mínimos indicados.

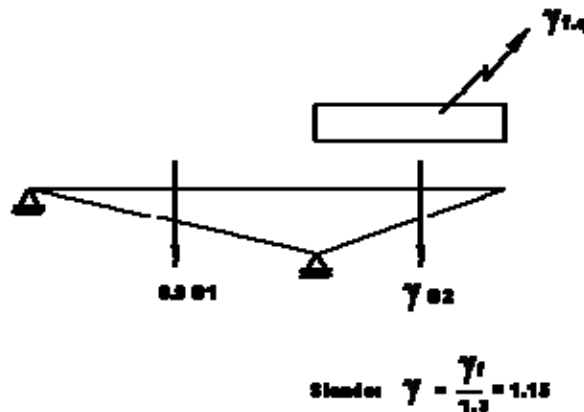


Figura 7.7.2

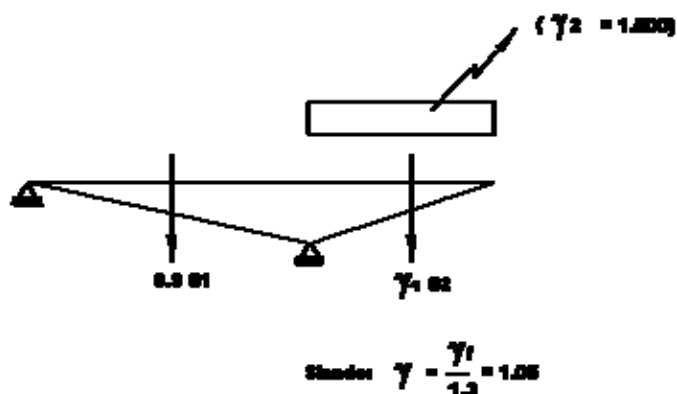


Figura 7.7.3

## 8 CALCULO EN ESTADOS LÍMITES

### 8.1 Cálculo de secciones sometidas a acciones y esfuerzos normales

#### 8.1.1 Hipótesis básicas

Para el cálculo de secciones en agotamiento, o estados límites últimos, se tendrán en cuenta las siguientes hipótesis:

a) De acuerdo con el teorema de Bernoulli:

Las secciones inicialmente planas, permanecen planas al ser sometidas a la sollicitación. Esta hipótesis es válida para piezas en las que la relación de la distancia entre puntos de momento nulo, al canto total,  $\ell_0/h$ , sea superior a 2.

Los esfuerzos principales "M", "Q" y "N", se calcularán según 6.3.

b) Se supone una adherencia total del acero y el hormigón, es decir, que no existen deslizamiento entre ambos materiales.

c) Se considera despreciable la resistencia a la tracción del hormigón.

d) Se admite que el acortamiento unitario máximo del hormigón es igual a (véase figura 5.1.5.1.a):

- 0,0035, en flexión simple o compuesta, recta o esviada
- 0,002, en compresión simple

e) El alargamiento unitario máximo de la armadura se toma igual a 0,010 (véanse figuras 5.2.4.a y b).

f) Se aplicarán a las secciones las ecuaciones de equilibrio de fuerzas y momentos, igualando la resultante de las tensiones del hormigón y el acero (solicitación resistente) con la sollicitación actuante.

g) Los diagramas de cálculo tensión-deformación, relativos al hormigón y al acero, son los indicados en 5.1.5 y 5.2.4.

h) En el agotamiento, los dominios de deformación relativos al hormigón y al acero, según las distintas sollicitaciones, son los indicados a continuación, en 8.1 .2.

#### Comentario

a) Cuando la relación  $\ell_0/h$ , sea inferior a 2, deberán aplicarse las hipótesis de cálculo de las vigas de gran canto.

- b) *En el caso de armaduras traccionadas, próximas entre sí, el valor del alargamiento unitario 0,01 puede tomarse referido a su centro de gravedad.*
- c) *Se llaman solicitaciones normales a las que originan tensiones en dirección perpendicular a la sección transversal de la pieza de hormigón armado. Están constituidas por un momento flector y un esfuerzo normal.*
- d) *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.*
- e) *En función de las deformaciones, pueden determinarse las correspondientes tensiones y establecer las ecuaciones de equilibrio.*

### 8.1.2 Dominios de deformación

Para el cálculo de la capacidad resistente de las secciones, se supone que el diagrama de deformaciones pasa por uno de los tres (3) puntos, A, B o C definidos en la figura 8.1.2.

Las deformaciones límites de las secciones, según la naturaleza de la sollicitación, conducen a admitir los siguientes dominios:

- Dominio 1      Tracción simple o compuesta: 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 mil.
- Dominio 2      Flexión simple o compuesta: el acero llega a una deformación del 10 por mil y 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: la resistencia de la zona de compresión todavía es aprovechada al máximo. Las rectas de deformación giran alrededor del punto B, correspondiente a la deformación de rotura por flexión del hormigón:  $\epsilon_{cu} = 3,5$  por mil.

El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre el 10 por mil y  $\epsilon_y$ , siendo  $\epsilon_y$  el alargamiento correspondiente al límite elástico del acero.

- Dominio 4      Flexión simple o compuesta: las rectas de deformación giran alrededor del punto B. El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre  $\epsilon_y$  y 0 y el hormigón alcanza la deformación máxima del 3,5 por mil.
- Dominio 4.a    Flexión compuesta: 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: 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 mil.

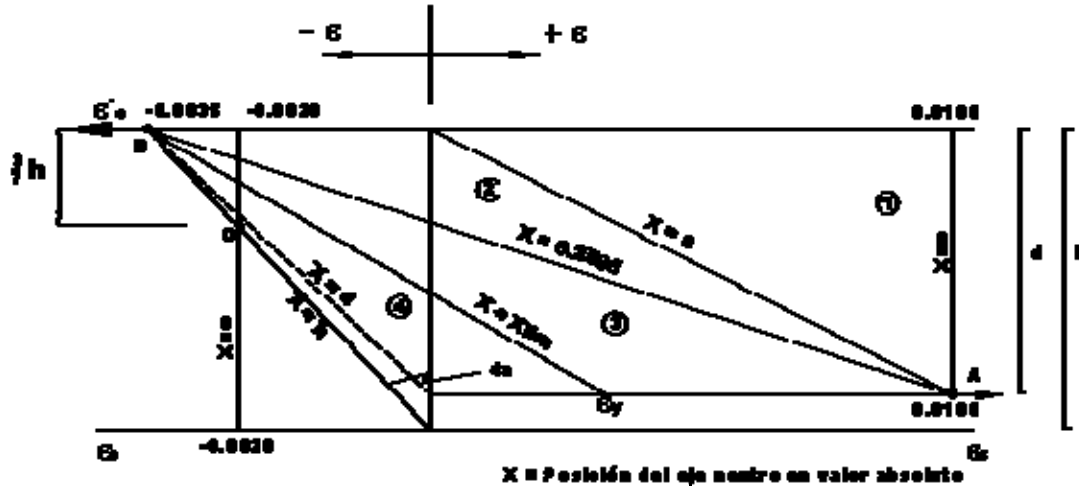


Figura 8.1.2

**Comentario**

- Dominio 1* La profundidad del eje neutro varía: desde  $x = \infty$  ( $\epsilon_s = \epsilon_c = 10$  por mil), hasta  $x = 0$  ( $\epsilon_s = 10$  por mil,  $\epsilon_c = 0$ ).
- 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 mil y  $\epsilon_c = 3,5$  por mil.
- Dominio 3* La fuerza de compresión puede ser incrementada a través de la rotación alrededor del punto B, puesto que, como consecuencia de esta rotación, el eje neutro se desplaza hacia abajo, con lo cual la zona de compresión se incrementa.
- La profundidad del eje neutro varía: desde  $x = 0,259 d$ , hasta  $x_{lim}$ , profundidad límite para la cual la armadura más traicionada alcanza la deformación  $\epsilon_y$ , correspondiente a su límite elástico.
- Dominio 4* La profundidad del eje neutro varía: desde  $x = x_{lim}$ , hasta  $x = d$ , donde la armadura más traicionada tiene una deformación  $\epsilon_s = 0$
- Dominio 4.a* La profundidad del eje neutro varía: desde  $x = d$ , hasta  $x = h$ , 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

**8.1.3 Compresión simple o compuesta**

Para tener en cuenta la incertidumbre de la posición del punto de aplicación del esfuerzo normal, se introducirá, en todas las secciones sometidas a compresión simple, una excentricidad accidental mínima, sea, en la dirección más desfavorable, igual al mayor de los valores siguientes:

$$h/20 ; 2 \text{ cm}$$

donde:

$h$  = es el canto total de la sección de la dirección considerada

Las secciones sometidas a compresión compuesta recta se comprobarán, independientemente, en cada uno de los dos (2) planos principales, con excentricidades no inferiores a las indicadas para el caso de compresión simple.

Las secciones sometidas a compresión compuesta desviada podrán comprobarse en ambas direcciones, como si la compresión fuera recta, siempre que ambas excentricidades no excedan de los límites indicados anteriormente.

**Comentario**

A veces puede emplearse un procedimiento más cómodo, el de 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  $\gamma$ , multiplicándolo por el valor complementario:

$$\gamma_n = \frac{b+5}{b} \geq \frac{9}{8}$$

donde:

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

#### 8.1.4 Compresión simple, en piezas zunchadas

La capacidad portante de elementos sometidos a compresión, puede ser incrementada cuando se coloca, además de la armadura longitudinal, una envoltura de cercos cerrados o en forma de espiral debidamente anclados a las barras longitudinales.

El paso de la espiral e la distancia entre cercos, no debe exceder de la quinta parte del diámetro del núcleo objeto de zuncho, y el número de barras de la armadura longitudinal en secciones circulares, no será inferior a seis (6).

La comprobación de compresión simple en una pieza zunchada se efectuará de acuerdo con los principios establecidos en 8.1.1 y 8.1.3, 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:

$$\Delta N_u = 1,50 \frac{d_u \cdot \pi \cdot A_{st}}{s} \quad (1)$$

donde:

$\Delta N_u$  = incremento de la sollicitación de agotamiento del elemento zunchado, debido a la acción del zuncho

$d_u$  = diámetro del núcleo

$A_{st}$  = área de la sección, de la armadura transversal que constituye el zuncho

$s$  = paso de la espiral del zuncho o distancia entre cercos

$f_{yd}$  = resistencia de cálculo, en tracción, del acero del zuncho

La anterior fórmula (1) es válida siempre que la esbeltez geométrica de la pieza no sea superior a 5. Si dicha esbeltez es igual o superior a 10, la pieza no se considerará zunchada a efectos de cálculo. En 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 dado por la anterior fórmula y sin él.

#### Comentario

*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. Por otra parte, en general, la colaboración del zuncho en la resistencia al pandeo, es despreciable, si no perjudicial, puesto que, a menudo, se produce la destrucción prematura de la pieza al saltar la capa de hormigón que recubre el zuncho.*

*En las secciones cuadradas o rectangulares, el zunchado puede efectuarse mediante emparrillados formados por bucles de armadura, como se indica en la figura 8.1.4.*



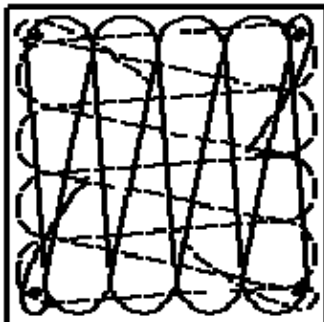


Figura 8.1.4

Cada emparrillado debe estar formado por dos (2) capas superpuestas de armaduras dobladas en bucles, cuyas extremidades deben anclarse convenientemente en la masa del hormigón. La separación entre cada dos (2) emparrillados contiguos no debe ser superior a la quinta parte de la menor dimensión del núcleo zunchado.

En este caso de piezas zunchadas mediante bucles, el esfuerzo axial  $N_u$ , en el estado límite último de agotamiento, puede tomarse igual a:

$$\gamma_n \cdot N_d < N_u = 0,85 A_{ce} \cdot f_{yd} + A_s \cdot f_{yd} + 1,25 A_t \cdot f_{yt,d}$$

donde:

$\gamma_n$  = coeficiente complementario de mayoración de cargas que tiene en cuenta la incertidumbre del punto de aplicación de la carga. Su valor viene dado en función de la menor dimensión  $b$  (cm) de la sección, por la expresión (véase 8.1.3):

$N_d$  = esfuerzo axial de cálculo

$N_u$  = esfuerzo axial de agotamiento

$A_{ce}$  = área de la sección neta del núcleo del hormigón. Si la cuantía de la armadura longitudinal es importante, del área del núcleo del hormigón se descontará el área  $A_s$  ocupada por dicha armadura

$A_s$  = área total de la armadura longitudinal

$A_t$  = área equivalente al volumen de la armadura transversal por unidad de longitud de la pieza

$f_{cd}$  = resistencia de cálculo del hormigón

$f_{yd}$  = resistencia de cálculo de la armadura longitudinal

$f_{yt,d}$  = resistencia de cálculo de la armadura transversal

El factor de incremento de la capacidad portante se tomará en cuenta sólo para hormigones no inferiores al tipo H 25, y sólo cuando la esbeltez mecánica  $\lambda = \ell_0/i$ , sea  $\lambda \leq 50$ .

donde:

$\ell_0$  = longitud de pandeo (véase 8.3.1.2)

$i$  = radio de giro =  $\sqrt{I/A}$

Además, la excentricidad debe ser:  $e \leq d_n/8$ .

donde:

$d_n$  = diámetro del núcleo

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 no baje de 3 cm.

Cada trozo de zunchado deberá terminarse volviendo el extremo de la barra hacia el interior del núcleo, de forma que se consiga un correcto anclaje del mismo.

El diámetro mínimo de la armadura de la espiral será de 6 mm.

### 8.1.5 Flexión recta, simple o compuesta

Se aplicarán los principios establecidos en 8.1.1.

### 8.1.6 Flexión esviada, simple o compuesta

Los principios generales de cálculo establecidos en 8.1.1, son también de aplicación a la flexión esviada simple o compuesta.

El cálculo de secciones rectangulares, sometidas a flexión esviada simple o compuesta, con armaduras iguales en sus cuatro (4) esquinas y/o en sus cuatro (4) caras, puede efectuarse como si se tratara de, flexión recta, tomando una excentricidad ficticia  $e'_y$  (véase figura 8.1.6) de valor:

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

donde:

$\beta$  = una constante cuyos valores se indican en la tabla siguiente. Correspondiente a cuantías mecánicas normales y cualquier tipo de acero.

**Tabla 8.1.6 - Valores de la constante  $\beta$  para el cálculo de la excentricidad Ficticia, en flexión esviada**

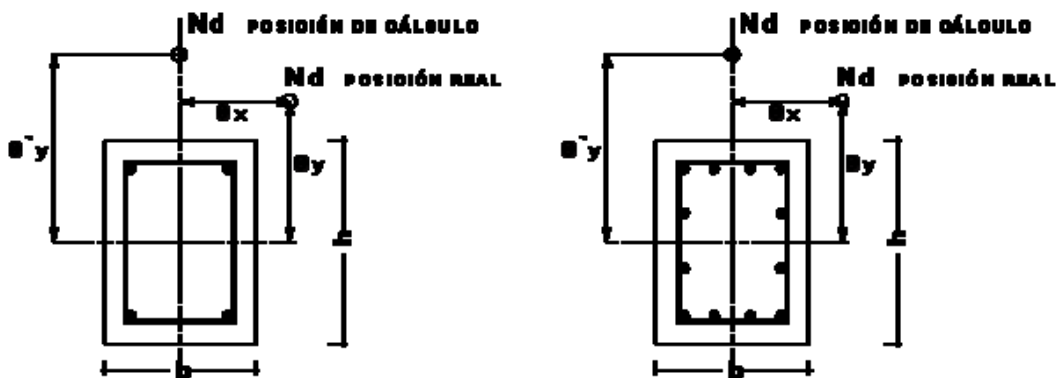
$v$ .....	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	$\geq 1,0$
$\beta$ .....	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,5	0,5

En esta tabla:

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

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

En cualquier caso, las armaduras de las secciones sometidas a flexión esviada, deberán cumplir las mismas prescripciones impuestas en 8.1.7.1, para el caso de flexión normal, o recta.



**Figura 8.1.6**

**Comentario**

En la mayoría de los casos, las armaduras suelen disponerse no sólo simétricamente, sino colocando además el mismo número de barras en cada cara.

## 8.1.7 Disposiciones relativas a las armaduras

### 8.1.7.1 Flexión recta, simple o compuesta

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

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

esto es, que no alcanza a la cuantía mecánica mínima necesaria para evitar la rotura frágil, se dispondrá como armadura de tracción el valor dado por:

$$\alpha \cdot A_s$$

siendo:

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

donde:

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

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

$A_c$  = área de la sección total del hormigón

$A_s$  = área de la sección total de la armadura de tracción

En cualquier caso, deberá comprobarse, además, que las cuantías geométricas de armaduras cumplen lo exigido en la tabla 8.1.7.3.

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 12 veces el diámetro de la barra comprimida más delgada y cuyo diámetro  $\Phi_t$ , sea igual o superior a la cuarta parte de  $\Phi_{\max}$ , siendo  $\Phi_{\max}$  el diámetro de la barra comprimida más gruesa. Si la separación "s" entre cercos, es inferior a  $12 \Phi_{\min}$ , su diámetro  $\Phi_t$ , podrá disminuirse de tal forma que la relación entre la sección del cerco y la separación "s", siga siendo la misma que cuando se adopta:

$$\Phi_t = \frac{1}{4} \Phi_{\max}; s = 12 \Phi_{\min}$$

#### Comentario

*Para evitar la rotura frágil en vigas, la armadura de tracción debe ser capaz de desarrollar un esfuerzo, al menos igual que el de tracción desarrollada por el hormigón éste el momento que produce su figuración.*

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

$$A'_s \cdot f_{yc,d} \geq 0,05 N_d$$

donde:

$A'_s$  = área de la sección total de armaduras longitudinales en compresión.

$f_{yc,d}$  = resistencia de cálculo del acero

$N_d$  = esfuerzo normal de cálculo

Independientemente de lo anterior, debe recordarse que la separación "s" entre cercos, viene limitada también por la condición  $s \leq 0,85 d$ , establecida en 8.2.3.3.

En zonas de traslape y/o doblado de las barras, puede ser necesario aumentar la cuantía de la armadura transversal.

### 8.1.7.2 Compresión simple o compuesta

En las secciones sometidas a compresión, simple o compuesta, el número mínimo de barras longitudinales será, de cuatro (4) en secciones rectangulares y de seis (6) en secciones circulares; siendo la separación entre dos (2) consecutivas, de 35 cm, como máximo. Sin embargo, en el caso de pilares con  $b \leq 40$  cm, será suficiente colocar una barra en cada esquina.

El diámetro de la barra comprimida más delgada, no será inferior a 12 mm.

Las armaduras principales en compresión  $A'_{s1}$ , y  $A'_{s2}$  (véase figura 8.1.7.2.a), deberán cumplir las limitaciones siguientes:

$$A'_{s1} \cdot f_{yc,d} \geq 0,05 N_d ; A'_{s1} \cdot f_{yc,d} < 0,5 f_{cd} \cdot A$$

$$A'_{s2} \cdot f_{yc,d} \geq 0,05 N_d ; A'_{s2} \cdot f_{yc,d} < 0,5 f_{cd} \cdot A$$

donde:

$f_{yc,d}$  = resistencia de cálculo del acero a compresión

$N_d$  = esfuerzo normal mayorado de compresión

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

$A_c$  = área de la sección total de hormigón

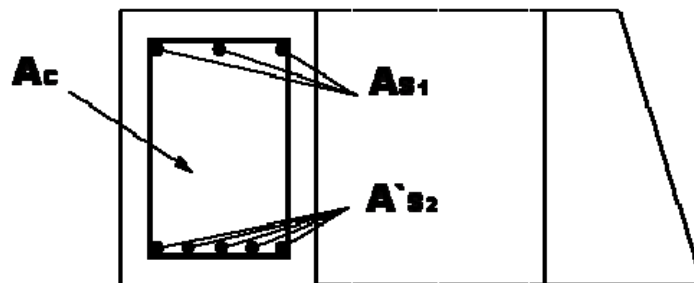


Figura 8.1.7.2.a

Se comprobará, además, que las cuantías geométricas de armadura no sean inferiores a los valores exigidos en la tabla 8.1.7.3.

Las barras de la armadura principal irán sujetas por una armadura transversal constituida por cercos o estribos.

El diámetro de las armaduras transversales debe ser al menos igual a 6 mm, o a la cuarta parte del diámetro máximo de las barras longitudinales comprimidas.

La separación "s", entre estribos, no debe sobrepasar a la menor de las tres (3) cantidades siguientes:

- 12 veces el diámetro mínimo de las barras longitudinales
- la menor dimensión del núcleo de la sección, limitado por el borde exterior de la armadura transversal

- 300 mm

Si la separación “s” entre cercos es inferior a  $12 \Phi_{\min}$ , su diámetro  $\Phi_t$  podrá disminuirse de tal forma que la relación entre la sección del cerco y la separación “s” siga siendo la misma que cuando se adopta:

$$\phi_t = \frac{1}{4} \phi_{\max}$$

$$s = 12\phi_{\min}$$

En pilares circulares (columnas), se pueden utilizar estribos circulares o adoptar una distribución helicoidal de la armadura transversal.

Todas las armaduras transversales deberán quedar perfectamente ancladas.

#### Comentario

*El diámetro de estribos es, normalmente, de 6 mm, cuando se utilizan barras longitudinales de 12 mm a 20 mm. Se suele usar diámetros de 8 mm para barras longitudinales con diámetros mayores a 20 mm.*

*Los estribos deben ser cerrados según se indica en la figura 8.7.2.a.*

*En los casos de compresión simple, con armadura simétrica, las cuatro (4) fórmulas limitativas, incluidas en las prescripciones, quedan reducidas a:*

$$A'_s \cdot f_{y_{c,d}} \geq 0,1 N_d$$

$$A'_s \cdot f_{y_{c,d}} \geq f_{cd} \cdot A_c$$

*es decir, que el acero tomará por lo menos el 10 % de la carga, pero no sobrepasará la carga que tome el hormigón.*

*Para que la acción de los estribos sea eficaz es preciso que sujeten realmente las barras longitudinales en compresión, evitando su pandeo. Así por ejemplo, si en un pilar se disponen armaduras longitudinales no sólo en las esquinas, sino también a lo largo de las caras, para que las barras centrales queden realmente sujetas, convendrá adoptar disposiciones que. Sujeten, al menos, una de cada dos (2) barras consecutivas de la misma cara y todas aquellas que se dispongan a una distancia “a”  $\geq 15$  cm”. En las figuras 8.1.7.2.b, c y d, se indican algunos ejemplos de estas disposiciones.*

*En los nudos de las estructuras reticulares, los cercos que sujetan las armaduras longitudinales de los pilares, deberán disponerse también, en las zonas comunes a vigas y pilares; y en las zonas situadas a ambos arcos de la viga o losa del forjado, en una altura igual a la mayor dimensión del pilar, habrá que aumentar la sección de los cercos o disminuir su separación.*

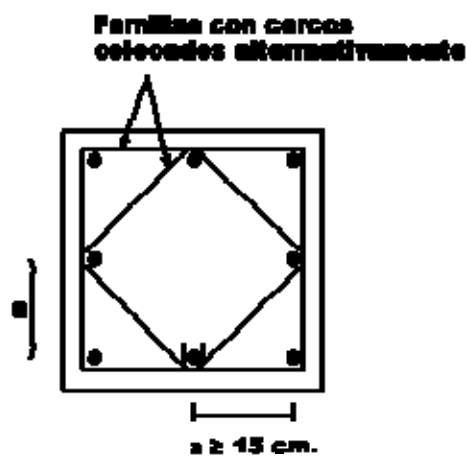


Figura 8.1.7.2.b

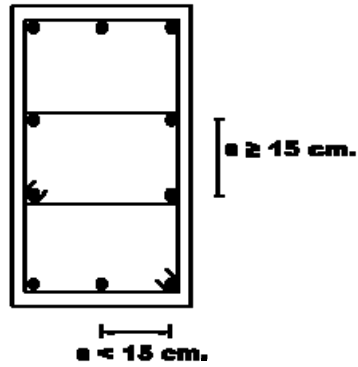


Figura 8.1.7.2.c

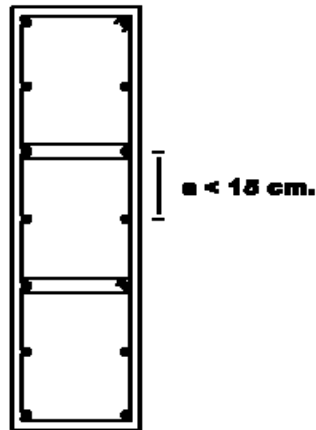


Figura 8.1.7.2.d

Quando la sección del pilar disminuya al pasar de una planta a otra, podrán incurvarse las barras de la armadura longitudinal para acomodarlas a la nueva sección reducida del pilar, siempre que la pendiente de la parte inclinada de la barra, respecto al eje del pilar, no exceda de  $1/6$ . Además, en las zonas de quiebro, deberán disponerse cercos dobles, capaces de absorber un esfuerzo horizontal igual a vez y media la componente horizontal de la fuerza nominal que actúa en la zona inclinada de la barra (véase figura 8,1 .7.2.e). El correspondiente doblado de estas barras deberá efectuarse antes de su colocación en el encofrado.

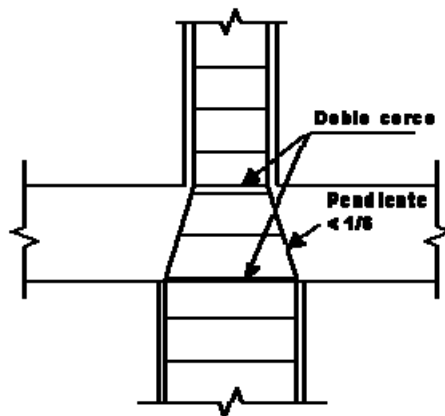


Figura 8.1.7.2.e

Quando la diferencia entre las dimensiones del pilar de una planta a otra. Obligue a una pendiente superior a  $1/6$ , no se podrá absorber esta diferencia doblando las barras y será necesario disponer armaduras independientes dientes para los pilares de las plantas sucesivas, traslapándolas y anclándolas adecuadamente, conforme a las normas generales prescritas para el traslapeo y anclaje de las armaduras (véase figura 8.1.7.2).

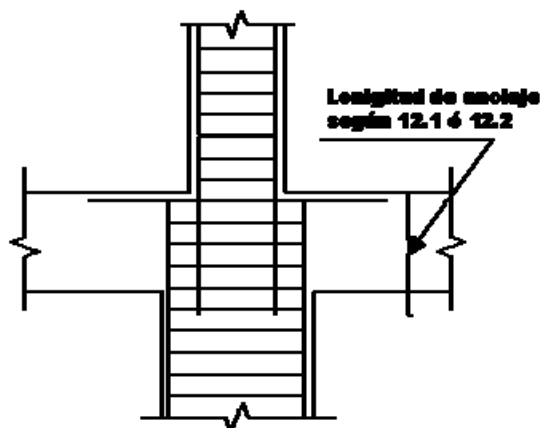


Figura 8.1.7.2.f

### 8.1.7.3 Cuantías geométricas mínimas

En la tabla 8.1.7.3, se indican los valores de las cuantías geométricas mínimas de armaduras, que 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 8.1.7.1 y 8.1.7.2.

**Tabla 8.1.7.3 - Cuantías geométricas, mínimas, referidas a la sección total de hormigón, en tanto por mil**

Elemento	Posición	AH 215 L	AH 400	AH 500	AH 600
Pilares (*)		8	6	5	4
Losa (**)		2	1,8	1,5	1,4
Vigas (***)		5	3,3	2,8	2,3
Muros(****)	Horizontal	2,5	2	1,6	1,4
	Vertical	1,5	1,2	0,9	0,8

(\*) Cuantía mínima de la armadura longitudinal.

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

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

#### Comentario

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 6.2.3, segundo párrafo). La experiencia demuestra que los valores mínimos indicados en la tabla 8.1.7.3 son suficientes para cubrir estos efectos en los casos ordinarios.

### 8.1.7.4 Tracción simple o compuesta

En secciones sometidas a tracción, simple o compuesta, provistas de dos (2) armaduras principales  $A_{s1}$ , y  $A_{s2}$ , deberán cumplirse las siguientes limitaciones:

$$f_{yc,d} \cdot A'_{s1} \geq 0,04 \cdot f_{cd} \cdot A'_c$$

$$f_{yc,d} \cdot A'_{s2} \geq 0,04 \cdot f_{cd} \cdot A'_c$$

donde:

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

## 8.2 Cálculo de secciones sometidas a solicitaciones tangentes

### A) RESISTENCIA A ESFUERZO CORTANTE

#### 8.2.1 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” (véase figura 8.2.2), 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 que sea conocido. Se exceptúan los casos particulares tratados en forma explícita en esta norma, tales como elementos lineales (véase 8.2.3) y placas (véase 8.2.4).

#### Comentario

*La regla de cosido a que se hace referencia, no es más que una generalización del método de las bielas de Ritter-Morsch, que proporciona resultados que se sitúan del lado de la seguridad respecto a los deducidos experimentalmente. Por ello, dado 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, tales métodos se proponen en el presente Código, 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 a las estructuras superficiales planas, sometidas a cargas normales a su plano.*

#### 8.2.2 Regla de cosido

Toda sección de un elemento, según un plano “P” cualquiera, sobre la que las acciones exteriores originen tensiones tangenciales “V”, debe ser atravesado por armaduras transversales (de cosido), convenientemente ancladas a ambos lados de aquel plano P, calculadas según la expresión siguiente (véase figura 8.2.2):

$$A_{\alpha} \cdot f_{y\alpha,d} \cdot \text{sen } \alpha \cdot (\text{cotg } \alpha + \text{cotg } \theta) \geq \tau_d \cdot b \quad (1)$$

La notación utilizada en todo el 8.2.A es la siguiente:

$b$  = ancho del elemento

$A_{\alpha}$  = 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 ( $A_{\alpha}$  = A/s)

$s$  = espaciamiento de las armaduras

$\theta$  = ángulo de inclinación de las compresiones

$f_{y\alpha,d}$  = resistencia de cálculo, de las armaduras transversales, inclinadas con el ángulo “ $\alpha$ ”, no mayor de 420 MPa

$\tau_d$  = tensión tangencial de cálculo en el plano “P”, por unidad de longitud, correspondiente al ancho  $V_d/b$

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

$$\frac{V_d}{b} = \tau_d, < 0,6 \cdot f_{cd} \cdot \text{sen}^2 \theta (\text{cotg } \alpha + \text{cotg } \theta) \quad (2)$$



Salvo en el caso de losas, la inclinación de la armadura de esfuerzo cortante sobre el eje longitudinal de la pieza, no debe ser inferior a 45°.

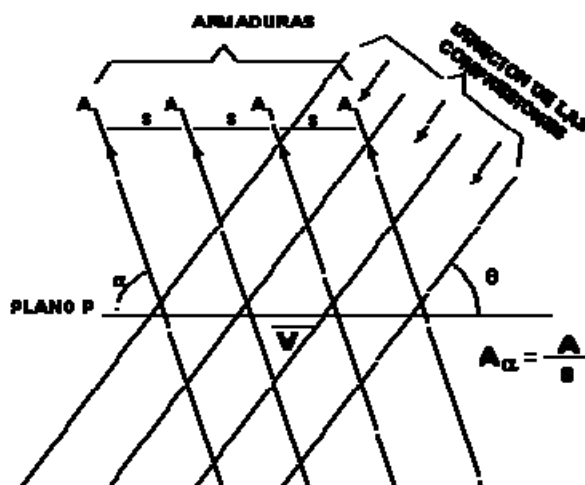


Figura 8.2.2

#### Comentario

En caso de que el ángulo "α" sea de 45° la expresión (1) que define la armadura, se transforma en:

$$\sum A_{45} \cdot f_{yud} \geq \frac{\tau_d \cdot b}{\sqrt{2}} = \frac{V_d}{\sqrt{2}}$$

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

### 8.2.3 Resistencia a esfuerzo cortante de elementos lineales

Las prescripciones de este artículo se aplican exclusivamente a elementos lineales sometidos a esfuerzos combinados de flexión, cortante y axiales de tracción o compresión.

Se consideran aquí como elementos lineales, aquellos cuya distancia entre puntos de momento nulo es igual o superior a dos (2) veces su canto total, cuyo ancho es igual o inferior a cinco veces dicho canto pudiendo ser su directriz recta o curva.

#### 8.2.3.1 Esfuerzo cortante real

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

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

donde:

$V_d$  = valor de cálculo del esfuerzo cortante producido por las acciones exteriores

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

### 8.2.3.2 Comprobaciones que hay que realizar

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

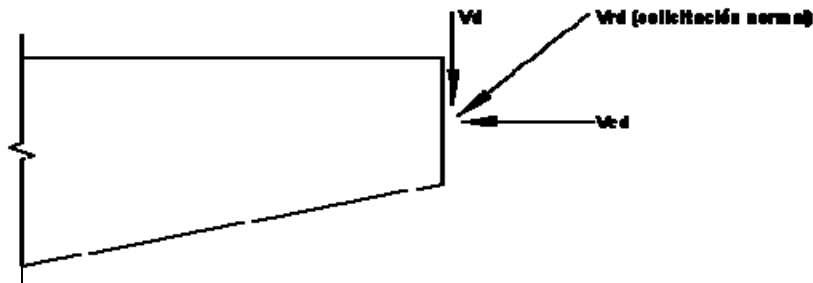


Figura 8.2.3.1

donde:

$V_{rd}$  = esfuerzo cortante real de cálculo definido anteriormente (véase 8.2.3.1)

$V_{u1}$  = esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma

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

#### Comentario

Los esfuerzos cortantes resistentes de cálculo  $V_{u1}$  y  $V_{u2}$  determinan respectivamente las dimensiones del alma (limitación de la compresión en la bielas inclinadas) y las armaduras de esfuerzo cortante.

#### 8.2.3.2.1 Obtención de $V_{u1}$

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

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

En el caso de armadura transversal formada por estribos normales al eje de la pieza, dicha expresión se reduce a:

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

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

#### Comentario

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 a 8.2.2.

#### 8.2.3.2.2 Obtención de $V_{u2}$

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

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

donde:

$V_{su}$  = contribución de la armadura transversal del alma a la resistencia a esfuerzo cortante, siendo:

$$V_{su} = \sum A_{\alpha} \cdot f_{y\alpha d} \cdot 0.9 \cdot d (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

con:  $A_{\alpha} = A/s$

$V_{cu}$  = contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante. En general se tomará:

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

donde:

$d$  = canto útil de la sección

$b_w$  = ancho del alma de la viga

$f_{cv}$  = resistencia virtual del cálculo del hormigón a esfuerzo cortante dada en MPa por la expresión:

$$f_{cv} = 0,131 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

donde:

$f_{ck}$  = la resistencia característica del hormigón a compresión también en MPa

La comprobación correspondiente a  $V_{u2}$  se efectuará para una sección situada a una distancia del borde del apoyo directo igual al canto útil de la pieza hacia el centro de la luz; y la armadura necesaria que resulte, se llevará hasta el apoyo.

Si en la sección considerada, el ancho 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 (3/4) del canto útil contados a partir de la armadura de tracción (véase figura 8.2.3.2.2).

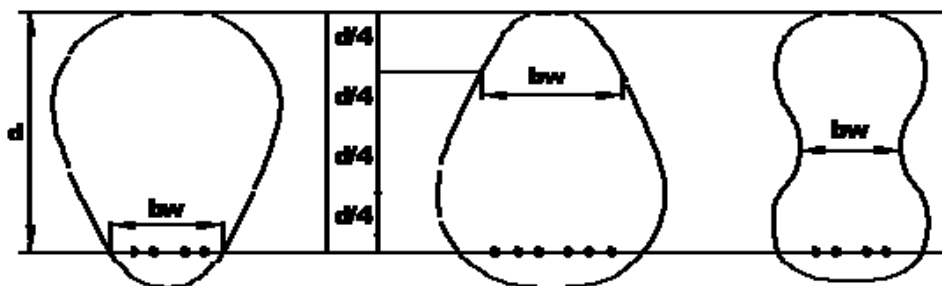


Figura 8.2.3.2.2

En los casos especiales en que la armadura longitudinal de tracción sea superabundante y en aquellos otros en que actúa sobre la sección considerada un esfuerzo normal "N" de compresión podrá adoptarse para  $V_{cu}$  un valor más alto del que resulte aplicando la anterior fórmula siempre que se justifique convenientemente. En ningún caso se admitirá para  $V_{cu}$  un valor del doble de lo obtenido aplicando dicha fórmula (1).

En aquellos casos en que sobre la sección considerada actué un esfuerzo normal de tracción, si la fibra neutra esta fuera de la sección se tomara  $V_{cu} = 0$ . En otros casos de presencia de tracción se asignara a  $V_{cu}$  un valor menor del dado por la citada fórmula (1).

#### Comentario

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

$$1 + \frac{M_0}{M_d} \leq 2$$

donde:

$M_0$  = momento de descomposición 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 no existe un esfuerzo normal de compresión. Hay que tener en cuenta que el momento de descompresión hay deducirlo a partir del esfuerzo mínimo. Concomitante con  $V_d$  y por tanto dado que su efecto es favorable habrán de aplicarse los coeficientes de ponderación correspondiente

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

Hay que tener en cuenta por otra parte que si el esfuerzo normal sobre la sección es de tracción el término  $M_0/M_d$  puede hacerse negativo por lo que habrá que multiplicar  $V_{cu}$  por un valor menor que 1. Si  $N$  es de tracción se recomienda considerar  $V_{cu} = 0$ .

La resistencia virtual de cálculo del hormigón  $f_{cv}$  esfuerzo cortante viene dada en función de la resistencia característica a tracción  $f_{ct,k}$ .

$$f_{cv} = 0,282 \cdot \sqrt[3]{f_{ct,k}^2} \left[ \text{kp} / \text{cm}^2 \right]$$

$$f_{cv} = 2,5\tau_k$$

donde:

$$\tau_k = \frac{f_{ct,k}}{4}$$

$f_{ct,k}$  = es la resistencia característica del hormigón a compresión en ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

#### 8.2.3.2.3 Casos especiales de carga

A efectos exclusivos de la comprobación de  $V_{u2}$  y cuando sobre dos (2) cargas opuestas de una pieza actúan una carga y una reacción a una distancia entre ellas no mayor de "d", la fracción de la carga equilibrada por toda o parte de la reacción podrá no ser tenida en cuenta en la región de la pieza comprendida entre esas dos (2) fuerzas (véase figura 8.2.3.2.3.a).

Cuando se someta 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 a aquella cabeza de compresión el esfuerzo correspondiente.

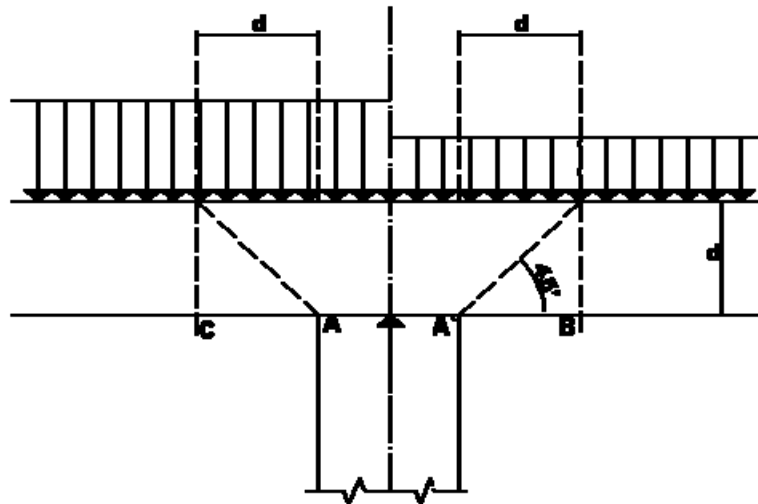


Figura 8.2.3.2.3.a

**Comentario**

A los efectos de la comprobación de 8.2.3.2.2, en el cálculo de  $V_d$  pueden despreciarse de acuerdo con el primer párrafo de las prescripciones, 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 esas cargas (véase figura 8.2.3.2.3.a).

El caso a) que se refiere el segundo caso de los párrafos de las prescripciones puede presentarse en las vigas apoyadas sobre otra viga (embrochadas) (véase figura 8.2.3.2.3.b). Las armaduras correspondientes se denominan "armaduras de suspensión"

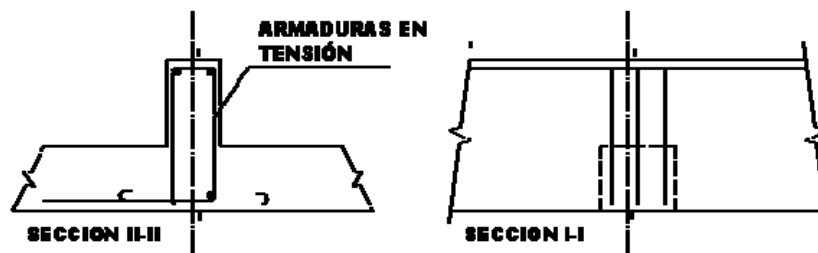


Figura 8.2.3.2.3.b

**8.2.3.3 Disposiciones relativas a las armaduras transversales**

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

$$s_t \leq 30\text{cm};$$

$$s_t \leq 0,85d;$$

$$s_t \leq 3b;$$

Si existe armadura de compresión y se tiene en cuenta en el cálculo los cercos o estribos cumplirán entonces además las prescripciones del 8.1.7.

En todos los casos se prolongara la colocación de cercos y estribos en una longitud igual a medio tanto de la pieza más allá de la sección en que teóricamente dejen ser necesarios.

La separación  $s_t$  de las 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 la zonas en que el esfuerzo cortante no sea máximo.

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

Estas armaduras deben formar con el eje de la viga un ángulo comprendido entre 45° y 90° inclinados en el mismo sentido que la tensión principal de tracción producida por las cargas exteriores al nivel del centro de gravedad de la viga no fisurada.

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

$$\sum \frac{A_{45} \cdot f_{yad}}{\text{sen}\alpha} \geq 0,02 \cdot f_{cd} \cdot b_{ww} \cdot t$$

donde:

$b_w$  = ancho del alma

$t$  = longitud cualquiera de la pieza en la que se toma  $A_\alpha$  (barras inclinadas más estribos)

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

Finalmente deberá tenerse en cuenta que para el aprovechamiento de los cercos o estribos a esfuerzo cortante deberá verificarse:

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

#### **Comentario**

*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 un condición mínima para poder hablar de hormigón armado frente al hormigón de mesa.*

*Como la acción del esfuerzo cortante no se limita a una sección si no que se extiende a uno y otro lado de la misma conviene prolongar en medio canto la colocación de estribos según se estipula en las prescripciones.*

*Debe recordarse las disposiciones relativas a la sujeción de armaduras longitudinales, expuestas en 8.1.7.1 y 8.1.7.2. Igualmente se tendrá en cuenta las recomendaciones de 12.5, 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 una torsión aunque esta sollicitación no se tenga en cuenta específicamente en los cálculos. En estos casos y de acuerdo con 8.2.8, no se permite disponer estribos abiertos.*

*Se recomienda que el diámetro de las armaduras de esfuerzo cortante constituidas por barras lisas sea como máximo igual a 12 mm.*

#### **8.2.3.4 Disposiciones relativas a las armaduras longitudinales**

El efecto de la fisuración oblicua sobre la armadura longitudinal se tiene en cuenta por exceso a aplicar las prescripciones de 12.1.1 y 12.1.8.

Se recuerda también la conveniencia de disponer armaduras de piel longitudinales en piezas de canto superior a 60 cm (véase 9.1.6.3) o cuando el espesor del recubrimiento sea grande (véase comentarios a 12.5.3)

#### **Comentario**

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

$$\Delta T = V_{rd} - \frac{V_{su}}{2} \cdot (1 + \cot g\alpha)$$

donde:

$\Delta T =$  incremento de tracción

$V_{rd} =$  valor de cálculo del esfuerzo cortante reducido.

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

Esta limitación queda automáticamente cumplida por exceso si se procede al decalaje del diagrama de momentos indicada en 12.1.1.

### 8.2.3.5 Unión de las alas de una viga con el alma

Los planos de conexión de ala-alma deben comprobarse con respecto al deslizamiento longitudinal.

Para el cálculo de tensiones tangenciales en las alas de las cabezas de vigas "T", "I", cajón o similares se aplicara la regla de cocido de 8.2.2. 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 (véase figura 8.2.3.5).

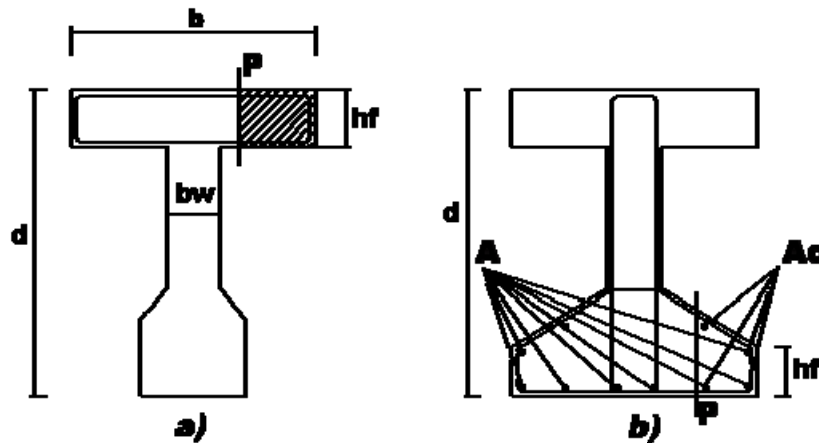


Figura 8.2.3.5

#### Comentario

El valor de  $\tau_d$  se obtiene a partir del esfuerzo que debe ser transmitido al alma por unidad de longitud y que se hace presente en el plano "P" (véase figura 8.2.3.5).

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

a) Ala comprimida (véase figura 8.2.3.5.a):

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

b) Ala traccionada (véase figura 8.2.3.5.b):

$$\tau_d = V_{rd} \cdot \frac{A_0}{A} \cdot \frac{1}{0,9 \cdot d \cdot h_f}$$

donde:

$A =$  la sección de armadura de tracción total

$A_0 =$  la sección de la misma armadura que queda por fuera de los cercos del alma por la parte exterior del plano "P"

Es recomendable en cabezas de tracción con vuelos importantes, distribuir uniformemente por dichos vuelos la armadura principal de tracción.

## 8.2.4 Resistencia de placas al esfuerzo cortante

Estas prescripciones son de aplicación exclusivamente a elementos superficiales planos de sección llena o aligerada cargados perpendicularmente a su plano medio.

### 8.2.4.1 Sección resistente

A efectos de cálculo del esfuerzo cortante de agotamiento el ancho “ $b_w$ ” de un nervio será el mínimo a lo largo de su altura (véase figura 8.2.4.1).

En el caso de losas macizas el cálculo se desarrollara para el cortante actuante por unidad de ancho:

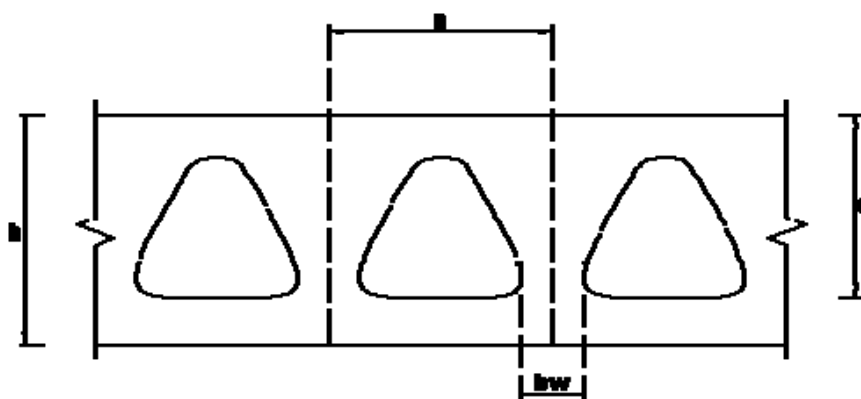


Figura 8.2.4.1

### 8.2.4.2 Comprobaciones que hay que realizar

Es necesario comprobar que se cumplen simultáneamente las dos (2) condiciones siguientes:

$$V_{rd} \leq V_{u1}$$

$$V_{rd} \leq V_{u2}$$

teniendo  $V_{rd}$ ,  $V_{u1}$  y  $V_{u2}$  los mismos significados indicados en 8.2.3.2.

#### 8.2.4.2.1 Obtención de $V_{u1}$

Es de aplicación lo indicado en 8.2.3.2.1.

#### 8.2.4.2.2 Obtención de $V_{u2}$

##### a) Placa sin armadura transversal

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

$$V_{u2a} = 0,5 \cdot V_{cu} \cdot \xi(1 + 50\rho_1)$$



donde:

$$\xi = 1,6 - d \geq 1 \quad = \quad \text{con } d \text{ expresado en m}$$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b \cdot d} \leq 0,02 \quad = \quad \text{cuantía geométrica de armadura longitudinal anclada a una distancia}$$

igual o mayor que “d” en el sentido de los momentos decrecientes a partir de la sección en estudio.

b) Placas con armadura transversal:

Es de aplicación lo indicado en 8.2.3.2.2.

**Comentario**

*Para losas sometidas a esfuerzos normales de compresión puede aplicarse lo indicado en el comentario a 8.2.3.2.2.*

### 8.2.4.3 Disposiciones relativas a las armaduras transversales

1) La ausencia de armadura transversal solo está permitida si se cumplen las dos (2) condiciones siguientes:

$$V_{rd} \leq V_{u1}$$

$$V_{rd} \leq V_{u2}$$

2) En los casos en que no se cumplan las condiciones anteriores o cuando:

$$V_{rd} > V_{u2a}$$

Es de aplicación lo indicado en 8.2.3.3.

### 8.2.4.4 Disposiciones relativas a las armaduras longitudinales

En el caso de tener que disponer armadura transversal para las armaduras longitudinales es de aplicación lo indicado en 8.2.3.4.

## B) TORSIÓN

### 8.2.5 Generalidades

Toda pieza prismática de hormigón que tenga solicitación de torsión simple o acompañada de flexión y esfuerzo cortante se calculara según a lo que a continuación se indica con las armaduras longitudinales y transversales que se prescriben.

**Comentario**

*El comportamiento a torsión de una pieza prismática depende de la forma de su sección, de las disposiciones de las armaduras y de la resistencia de los materiales. Además incluyen las otras componentes de solicitación “N”, “V” y “M” que simultáneamente actúen.*

*Las prescripciones se refieren a piezas en los que la torsión produce fundamentalmente tensiones tangenciales en su sección lo que ocurre en las secciones convexas macizas o huecas y en alguna otras.*

*No son aplicables 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 o torsión de la pieza a una pequeña fracción a 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.*

### 8.2.6 Comprobaciones relativas al hormigón

Toda pieza maciza de sección convexa cuyos ángulos sean superiores a los 60° (véase figura 8.2.6), se podrá asimilar para el cálculo a una sección hueca equivalente de paredes delgadas llamada sección eficaz definida por:

- el contorno poligonal medio  $U_e$  constituido por líneas paralelas al perímetro exterior a la sección, cuyos vértices son los centros de las armaduras longitudinales, y que define la línea media de las paredes.
- el espesor eficaz "he" de las paredes que viene dado por la siguiente expresión:

$$h_e = \frac{d_e}{6}$$

donde:

$d_e$  = el diámetro efectivo del mayor círculo que se pueda inscribir en el contorno  $U_e$

Para las piezas huecas de sección convexa, la sección eficaz viene definida del mismo modo antes indicado, pero si la sección tiene una o varias paredes cuyo espesor  $h_o$ , sea menor que "he", la sección hueca eficaz tendrá en ellas espesor "h<sub>o</sub>" y su contorno medio estará a la distancia 0,5 h<sub>o</sub> del perímetro exterior. En este caso, para el cálculo en agotamiento, se sustituirá "he" por el mínimo "h<sub>o</sub>" de la sección.

Para la comprobación de secciones huecas abiertas, deberá consultarse la literatura especializada.

La condición de agotamiento, por compresión, del hormigón de las piezas de sección convexa, maciza o hueca, viene dada por:

$$T_d \leq T_{u1} = 0,36 f_{cd} \cdot A_e \cdot h_e : \text{con } f_{cd} \leq 25 \text{ MPa}$$

donde:

$T_d$  = momento torsor de cálculo, actuante en la sección

$T_d$  = 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

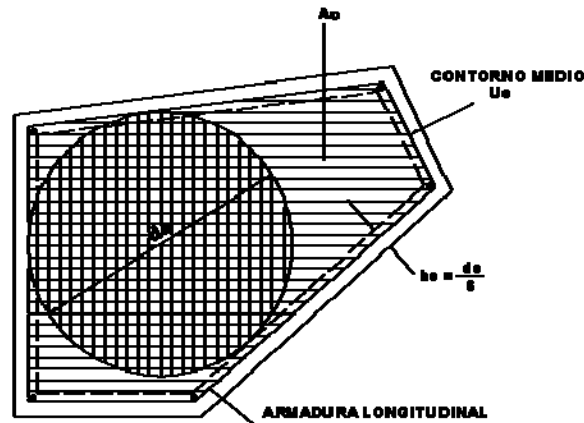


Figura 8.2.6

**Comentario**

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

En el agotamiento a torsión de una pieza de hormigón se producen fisuras y entre ellas bielas comprimidas de hormigón contribuyendo a la resistencia de la pieza 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 la condición de agotamiento tiene el valor:

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

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 del contorno circular tangente de diámetro "b" de espesor " $h_e$ ".

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

En piezas de sección convexa maciza o hueca que pueda descomponerse en rectángulos el espesor eficaz según lo indicado con estos se forma la sección hueca eficaz suprimiendo los elementos de pared que no siguen al contorno exterior. Cada rectángulo se considerara 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 considerar alguna parte saliente en cuyo caso es lícito no tomarla en consideración.

**8.2.7 Comprobaciones relativas a las armaduras**

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

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

donde:

$T_d$  = momento torsor de calculo

$T_{u2}$  = momento 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 calculo del acero de la armadura transversal ( $\leq 420$  MPa)

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

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

donde:

- $T_{u3}$  = momento torsor por agotamiento por tracción de la armadura longitudinal  
 $U$  = perímetro del contorno medio de la sección hueca eficaz  
 $A_{s1}$  = área de la sección de armaduras longitudinales  
 $F_{yd}$  = resistencia de cálculo del acero de la armadura longitudinal

#### Comentario

*Conviene recordar que para resistir la torsión solamente son efectivas las armaduras dispuestas junto a las caras de las piezas no siendo conveniente que  $c_o$  (véase figura 8.2.8) sea superior a  $b/6$  porque se reduce la eficacia de esta armadura y la del hormigón.*

*Las dos condiciones de agotamiento no admiten que las bielas comprimidas del hormigón formen un ángulo de  $45^\circ$  pero no menor de  $30^\circ$  ni mayor de  $60^\circ$  los momentos torsores de agotamiento son:*

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

$$T_{u3} = \frac{2Ae \cdot \operatorname{tg}\theta}{u} f_{td} \cdot A_{s1}$$

En este caso la tensión aparente se limita a:

$$\tau_a = 0.36 \cdot f_{cd} \cdot \operatorname{sen}\theta \cdot \cos\theta$$

con:  $f_{cd} \leq 250 \text{ kp/cm}^2$

### 8.2.8 Disposiciones relativas a las armaduras

La armadura longitudinal estará constituida por barras paralelas a la directriz de la pieza distribuidas con separación uniforme no superior de 30 cm, en un contorno de lados paralelos al perímetro exterior de la sección (véase figura 8.2.8), a la distancia " $c_o$ " del parámetro mas próximo. Se dispondrá como mínimo una barra en cada esquina. Las secciones circulares llevarán como mínimo seis (6) barras longitudinales.

La armadura transversal estará constituida por cercos cerrados, situados en planos normales a la directriz de la pieza, con el traslapo de empalme que se prescribe en 12.2, o, con soldaduras hechas en taller, de resistencia no inferior a la de la barra.

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

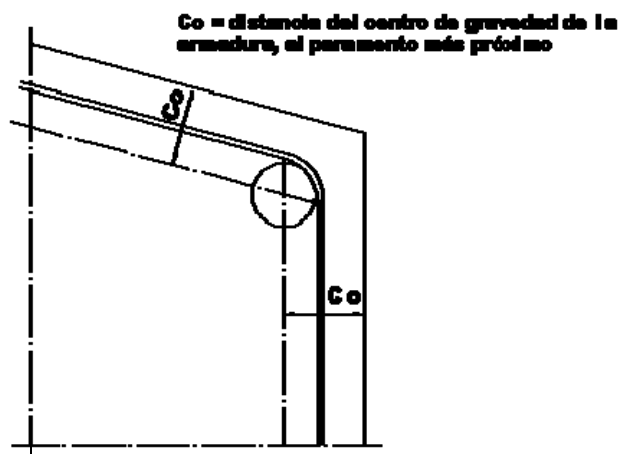


Figura 8.2.8

**Comentario**

*En las prescripciones se definen armaduras longitudinales y transversales que generalmente se emplean en las piezas prismáticas sometidas a torsión y para las que se tiene validez el método de cálculo que establece la norma.*

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

*Pueden emplearse mallas electro soldadas que sirven a la vez de armadura transversal y de armadura longitudinal, parcial o total.*

*Si los cercos se cierran por traslapeo la zona de empalme debe alejarse de la parte central de los lados mayores de la sección ya que es en centro de esos lados donde actúan las máximas tensiones de torsión.*

*No deben 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 practica puede ser en muchos caso perjudicial se prohíbe realizarse (véase 12.5.1)*

**8.2.9 Torsión y flexión combinadas**

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

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

donde:

$T_{u1}$  = momento torsor de agotamiento por compresión del hormigón definido en 8.2.6

$V_{u1}$  = esfuerzo cortante de agotamiento por compresión del hormigón, definido en 8.2.3.2.1

Las armaduras longitudinales se determinan separadamente para el momento torsor y el momento flector y se superponen tomando en cuenta que la de torsión debe distribuirse uniformemente en el contorno de la sección y la deflexión 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 luego las áreas correspondientes.

## C) PUNZONAMIENTO

### 8.2.10 Generalidades

El punzonamiento puede ser debido a una carga o a una reacción concentrada sobre un área pequeña llamada área cargada de una placa o una zapata.

El estado límite último se caracteriza por la formación de un cono truncado de punzonamiento cuya directriz es el contorno del área y cuyas generatrices están inclinadas sobre el plano de la placa un ángulo comprendido entre 30° y 45°. Para las zapatas el ángulo de inclinación es de 45°.

Como según queda expuesto el punzonamiento se presenta en placas o zapatas, las prescripciones correspondientes a dicho estado límite se incluyen al tratar los citados elementos estructurales (véanse 9.4.5.5 y 9.8.2.3.4)

## 8.3 Pandeo

### 8.3.1 Generalidades

#### 8.3.1.1 Campo de aplicación

Se trata aquí de la comprobación a pandeo de pilares aislados, estructuras porticadas y estructuras reticulares en general en las que los efectos de segundo orden no pueden ser despreciados.

Su aplicación esta limitada a los casos en que pueden ignorarse los efectos de torsión.

En pilares aislados o pertenecientes a estructuras intraslacionales (véase definición en 8.3.1.2), si la esbeltez mecánica  $\lambda$  es inferior a 35, se desprecian los efectos de segundo orden y, en consecuencia, no es necesario efectuar ninguna comprobación a pandeo. Cuando  $35 < \lambda < 100$ , pueden aplicarse los métodos aproximados descritos en 8.3.5.2 y 8.3.5.3.

En pilares aislados, si  $100 < \lambda < 200$ , así como en estructuras trasnacionales, la comprobación frente al pandeo debe realizarse según método general prescrito en 8.3.2.1.

Esta norma no cubre los casos en que la esbeltez mecánica  $\lambda$  de los pilares sea superior a 200.

#### Comentario

*El valor de la deformación  $y$ , por lo tanto, de la sollicitación de segundo orden (véase figura 8.3.1.1.a), depende de las características de deformabilidad de la pieza. Si los efectos de segundo orden pueden ser despreciados no es necesaria la comprobación a pandeo (caso 1 de la figura 8.3.1.1.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 figura 8.3.1.1.b).*
- *bien el agotamiento por deformaciones que crecen rápidamente hasta el colapso (caso 3, correspondiente al pandeo propiamente dicho).*

*Las esbelteces mecánica y geométrica, en sección rectangular, están en la relación:*

$$\frac{\lambda_m}{\lambda_g} = 3,46$$

*En el caso de que los efectos de la torsión en los elementos sometidos a pandeo, no puedan ser despreciados (por ejemplo, secciones abiertas constituidas por paredes delgadas), deberán tenerse en cuenta dichos efectos por medio de un análisis apropiado.*

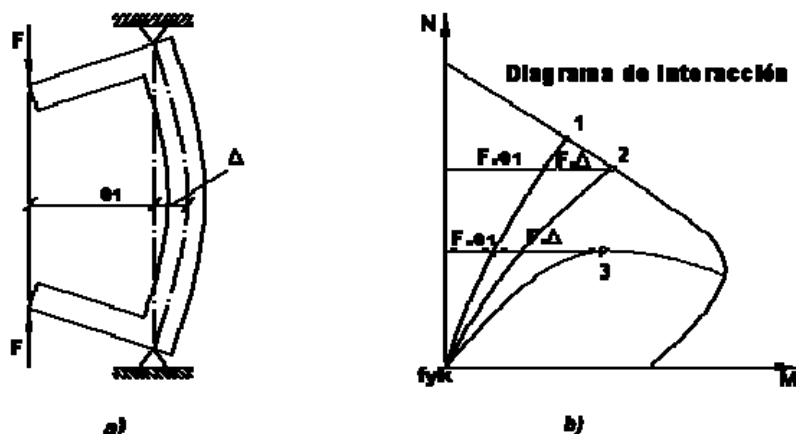


Figura 8.3.1.1

### 8.3.1.2 Definiciones

A los efectos de aplicación de las prescripciones relativas a pandeo, se denominan:

- estructuras intraslacionales, aquellas cuyos nudos, bajo solicitaciones de cálculo presentan desplazamientos transversales cuyos efectos pueden ser despreciados desde el punto de vista de la estabilidad del conjunto.
- estructuras trasnacionales aquellas cuyos nudos, bajo solicitaciones de cálculo, presentan desplazamientos transversales cuyos efectos no pueden ser despreciados desde el punto de vista de estabilidad del conjunto.
- pilares aislados, los pilares 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.
- longitud de pandeo  $\ell_0$  la distancia entre puntos de inflexión de la deformada.
- esbeltez mecánica de un pilar de sección constante, el cociente entre la longitud de pandeo  $\ell_0$  del pilar y el radio de giro "i" de la sección total de hormigón, en la dirección considerada ( $i = \sqrt{I/A}$ ).
- esbeltez geométrica, el cociente entre la longitud de pandeo  $\ell_0$  y la dimensión paralela al plano de pandeo considerado, ya sea "b" ó "h".
- excentricidad, la distancia a la que actúa la solicitación normal respecto del centro de gravedad y está constituida por:
  - excentricidad inicial o de primer orden, no es menor que la excentricidad accidental, siendo igual a  $M_1/N_1$ , donde  $M_1$  es el momento exterior aplicado, de primer orden y "N" la carga axial actuante.
  - excentricidad accidental  $e_a$ , que toma en cuenta los pequeños errores constructivos y las inexactitudes en el punto de aplicación de la fuerza normal.
  - excentricidad ficticia  $e_{fic}$ , dimensión convencional para tomar en consideraciones los efectos de pandeo.
  - excentricidad por fluencia  $e_{fl}$ , deformación diferida a largo plazo que adicionalmente se produce debido a las cargas permanentes.
  - excentricidad equivalente  $e_o$ , valor representativo de la excentricidad de primer orden, cuando ésta tiene valores diferentes en los extremos de la pieza.
  - excentricidad total  $e_{tot} = e_o + e_a + e_{fic} + e_{fl}$ , valor con el que debe incorporarse la solicitación normal para el diseño o verificación de la pieza.

**Comentario**

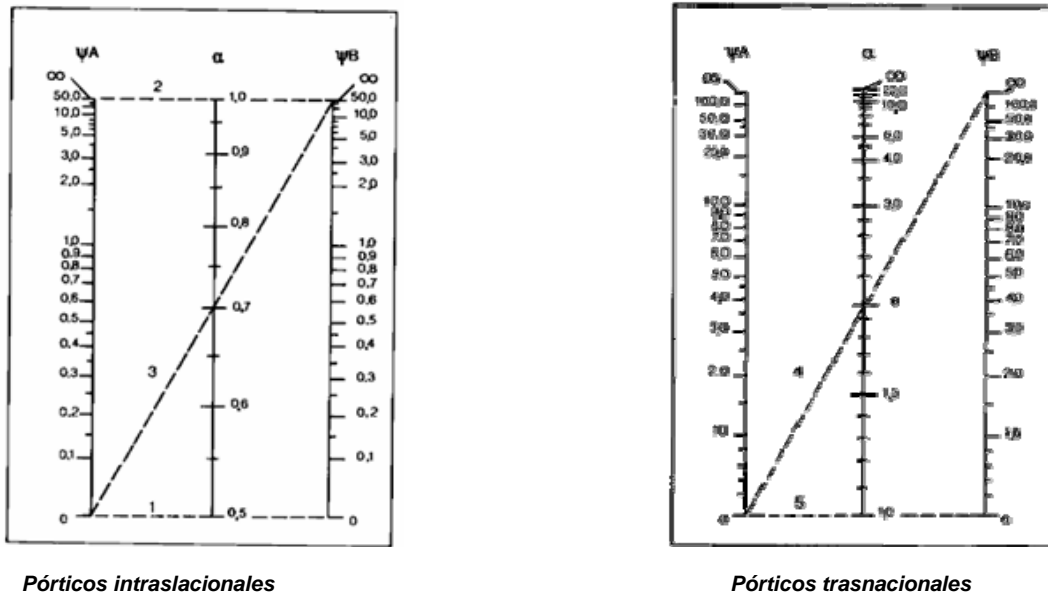
Las definiciones dadas de estructuras intraslacionales y trasnacionales (véase figura 8.3.1.2) no pretenden establecer una clasificación rígida, sino ofrecer dos (2) términos de referencia. Corresponde al proyectista decidir la forma de comprobar su estructura habida cuenta de lo indicado en 8.3.3 y 8.3.4.

Las comprobaciones relativas a pilares aislados figuran en 8.3.5. En pórticos planos, las longitudes de pandeo  $\ell_0$  son función de las rigideces relativas de las vigas y pilares que concurren en los nudos extremos del elemento en compresión considerado; y se pueden determinar mediante la expresión:

$$\ell_0 = \alpha \cdot \ell$$

donde:

$\alpha$  = puede obtenerse de los nomogramas de la figura 8.3.1.2, y " $\ell$ " es la longitud real del elemento considerado.



**Figura 8.3.1.2**

Para la determinación de  $\ell_0$  las condiciones de los vínculos extremos deben ser evaluadas con prudencia.

Esbelteces mecánicas superiores a 200 no son recomendables.

**Valores del coeficiente  $\alpha$**

Sustentación de la pieza	$\alpha$
Un extremo libre y otro empotrado	2
Articulado en ambos extremos. Biempotrada, con libre desplazamiento normal a la directriz	1
Articulación fija en un extremo y empotramiento en el otro	0,7
Empotramiento perfecto en ambos extremos	0,5
Soportes elásticamente empotrados	0,7
Otros casos	0,9

**8.3.2 Bases generales de comprobación**

**8.3.2.1 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.



Se comprobará, además, que no resulta sobrepasada la capacidad portante de 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.

#### **Comentario**

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

*Si la armadura final resultante de 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.*

### **8.3.2.2 Características de los materiales**

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

Si no se dispone de dicho diagrama, podrá emplearse el indicado en 5.1.5.2, que en el caso de pandeo, para las secciones no agotadas, representa la relación “ $\sigma - \epsilon$ ” mejor que el diagrama parábola-rectángulo definido en 5.1.5.1.a.

### **8.3.2.3 Excentricidad accidental**

No se considera en el cálculo, excentricidades de primer orden inferiores al valor siguiente:

$$e_o \geq e_a = \frac{c}{20} \geq 2\text{cm}$$

siendo “c” la dimensión lineal de la sección paralela al plano de pandeo (véase, también 8.1.3). A esta excentricidad mínima se la designa por  $e_a$ .

### **8.3.2.4 Deformaciones diferidas**

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

#### **Comentario**

*Pueden utilizarse métodos simplificados de la evaluación de las deformaciones por fluencia.*

*La evaluación de los efectos de la fluencia no es generalmente necesaria, si se cumple al menos una de las siguientes condiciones:*

- 1)  $(e_o/h) \geq 2$
- 2)  $F_g \leq 0,3 F_{g+q}$
- 3)  $\lambda_g \leq 15$  esbeltez geométrica; equivalente a  $\lambda_m \leq 50$  esbeltez mecánica

*El efecto de la fluencia se considera sumando a la excentricidad  $e_o$ , una excentricidad dada por la siguiente expresión:*

$$e_{fl} = e_{o,g} \left[ \exp \left( \frac{\varphi_{10} \cdot F_g}{K_E - F_g} - 1 \right) \right]$$

donde:

- $e_{fl}$  = excentricidad de fluencia
- $e_{o,g}$  = excentricidad de primer orden debida a  $F_g$
- $F_g$  = axial de larga duración que produce la fluencia

$$K_E = \frac{\pi^2 E_{cm} I_c}{\ell_0^2} = \text{coeficiente representativo de la rigidez de la pieza}$$

$E_{cm}$  = módulo de deformación longitudinal medio del hormigón (véase 5.1.6)

$I_c$  = momento de inercia de la sección no fisurada (sin considerar la armadura)

$\varphi_t$  = coeficiente de fluencia (véase 5.1.8). Puede ocurrir que el dimensionamiento a partir de la excentricidad equivalente, conduzca a una cuantía en el tramo central de la longitud del pilar que sea inferior a la obtenida en las secciones extremas. En este caso y dado que el cálculo está basado en piezas con armado uniforme, se deberá colocar en todo el pilar la cuantía obtenida para las secciones extremas en el dimensionamiento con los esfuerzos de primer orden.

### 8.3.3 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 pilar, considerado aisladamente, de acuerdo con 8.3.5.

#### Comentario

Pueden considerarse claramente intraslacionales, las estructuras porticadas provistas de muros o núcleos de contraviento, dispuestos en forma tal que absorban las fuerzas que provocan los desplazamientos horizontales de la estructura y que aseguren además la rigidez torsional de ésta, cumpliendo la condición:

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

$$h \sqrt{\frac{\sum N}{\sum EI}} \leq 0,2 \quad ; \text{ si } n < 4$$

donde:

$n$  = número de plantas de la estructura

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

$\sum N$  = suma de reacciones en cimientos, con la estructura totalmente cargada, en estado de servicio

$\sum EI$  = 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

### 8.3.4 Comprobación de estructuras trasnacionales

Las estructuras trasnacionales serán objeto de una comprobación de estabilidad, de acuerdo con las bases generales de 8.3.2.

#### Comentario

Para las estructuras usuales de edificación, de menos de 15 plantas, en las que los desplazamientos máximos 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 a 8.3.1.2, para estructuras trasnacionales y con los esfuerzos obtenidos aplicando la teoría de primer orden.

### 8.3.5 Comprobación de pilares aislados

#### 8.3.5.1 Método general

En general, la comprobación de pilares aislados se llevará a cabo de acuerdo con las bases dadas en 8.3.2.

En el caso de pilares de sección y armaduras constantes, podrá suponerse que la deformada adopta forma senoidal.

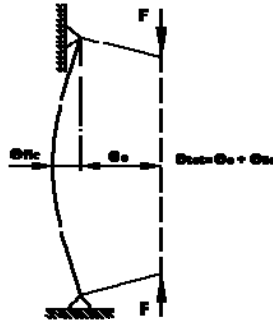
**Comentario**

La hipótesis de la deformada senoidal, permite disponer colecciones de tablas y ábacos que facilitan el cálculo (método de la columna modelo, método de la deformada senoidal, etc.).

**8.3.5.2 Método de la excentricidad ficticia**

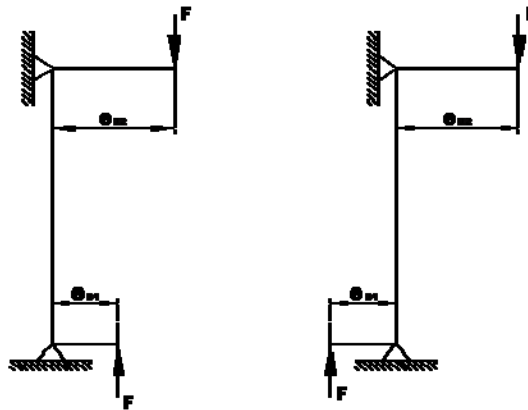
Este método aproximado es aplicable a los pilares de sección y armaduras constantes, cuya esbeltez mecánica no supere el valor de 100 ( $\lambda \leq 100$ ). Se distinguen dos (2) casos, según sean o no iguales las excentricidades iniciales en los extremos del pilar.

a) Excentricidades iguales, en valor y signo, en los extremos (véase figura 8.3.5.2.a).



**Figura 8.5.3.2.a**

b) Excentricidades diferentes en valor y/o signo, en los extremos (véase figura 8.3.5.2.b).



**Figura 8.3.5.2.b**

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

$$e_o = 0,6 e_{02} + 0,4 e_{01} \geq 0,4 e_{02}$$

donde:

$e_{01}$  y  $e_{02}$  = excentricidades de primer orden en los extremos siendo la de mayor valor que se tomará como positiva y la de menor valor, que se tomará con el signo que le corresponda

La excentricidad equivalente, es válida para estructuras intraslacionales. Si este método se aplica a estructuras traslacionales (véase comentario a 8.3.4.) se tomará como excentricidad de primer orden, el mayor de los dos (2) valores  $e_{01}$  y  $e_{02}$ .

### 8.3.5.2.1 Excentricidad ficticia

Los efectos de segundo orden, provenientes del pandeo, se incorporan mediante una excentricidad ficticia:

$$e_{fic} = \left( 0,85 + \frac{f_{yd}}{1200} \right) \frac{c + 20e_o}{c + 10e_o} \cdot \frac{\ell_o^2}{i} \cdot 10^{-4} \quad (1)$$

donde:

$f_{yd}$  = resistencia de cálculo del acero en tracción, en MPa

$c$  = canto medio paralelamente al plano de pandeo que se considera

$\ell_o$  = longitud de pandeo (véase 8.3.1.2)

$i$  = radio de giro de la sección total de hormigón en la dirección considerada

Conocidas las excentricidades: accidental (véase 8.3.2.3); inicial caso a) o b) anteriores (véase 8.3.5.2): ficticia y por fluencia (véase 8.3.2.4); se calcula la excentricidad total:

$$e_{tot} = e_o + e_a + e_{fic} + e_{fl}$$

valor con el cual se establece el momento flector ficticio o representativo (donde queda incorporado el efecto del pandeo) y que juntamente con el esfuerzo normal, solicitan la pieza. Con ambas sollicitaciones se comprobarán las condiciones de agotamiento de la sección. Además, se comprobarán las secciones de los dos (2) extremos del pilar sometidas a las correspondientes sollicitaciones de primer orden. Debe tenerse en cuenta que la pieza deberá ser de sección y armadura constantes, compatibles con la máxima sollicitación, ya sea en el centro de la pieza o en sus extremos.

#### Comentario

La excentricidad, no tiene ningún significado físico. Se trata de una excentricidad ficticia tal que, sumada a la excentricidad de primer orden, tiene en cuenta de forma sencilla, los efectos de segundo orden, conduciendo a un resultado suficientemente aproximado. Véase a título meramente ilustrativo, la figura 8.3.5.2.c, donde se ve cómo la carga que agota un pilar de esbeltez  $\lambda_p$  al actuar con excentricidad, agota también un pilar de esbeltez cero, al actuar con excentricidad:  $e_o$  y  $e_{fic}$ .

Para piezas de sección rectangular, la fórmula (1) se transforma en:

$$e_{fic} = \left( 3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right) \frac{c + 20e_o}{c + 10e_o} \cdot \frac{\ell_o^2}{i} \cdot 10^{-4}$$

con  $f_{yd}$  en  $kg/cm^2$

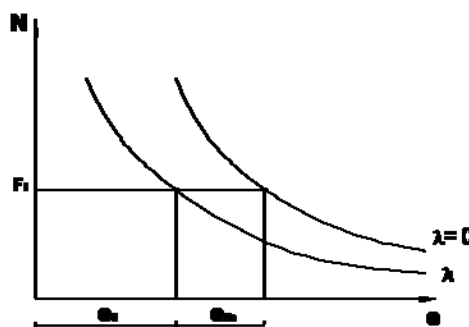


Figura 8.3.5.2.c

### 8.3.5.3 Otros métodos

Existen otros métodos aproximados que también pueden utilizarse.

#### Comentario

A continuación se describen algunos métodos:

- a) *Método de la columna modelo*: Se trata de un método práctico, suficientemente aproximado, válido en un gran número de casos y que puede ser utilizado para comprobación.

*Definición*: se llama "columna modelo" a un pilar (véase figura 8.3.5.3.a):

- empotrado en pie y libre en la cabeza.
- flectado, en simple curvatura, bajo la acción de cargas  $F_v$  paralelas a su eje (excéntricas o no) o de fuerzas horizontales  $F_h$  (concentradas o repartidas), o también de un momento en el extremo libre.
- cuya flecha máxima, y la curvatura  $1/r$ , en el pie, pueden suponerse relacionadas, aproximadamente por la expresión:

$$e_2 = \frac{\ell_0^2}{10} \cdot \frac{1}{r}$$

donde:

$\ell_0^2$  = la longitud de pandeo (véase 8.3.1.2)

*Aplicación por medio de tablas*: La sección comprobada es la del pie del pilar; la más solicitada. Para esta sección existe una relación de equilibrio interno que liga el momento resistente  $M_{Rd1}$ , el esfuerzo normal resistente  $N_{Rd1}$  y la curvatura  $1/r$ .

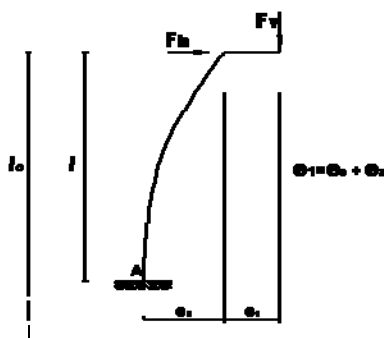


Figura 8.3.5.3.a

Esta relación en la cual se toma  $N_{Rd1} = N_{Sd1}$ , siendo  $N_{Sd1}$  el esfuerzo normal actuante, permite para cualquier curvatura  $1/r$  encontrar el  $M_{Rd1}$  correspondiente. Para poder aplicar este método, es necesario disponer diagramas, o tablas momento-curvatura ( $M_{Rd1}$ ;  $1/r$ ) correspondientes a los valores  $N_{Rd1}$ , de las secciones que se van a calcular, los cuales son función: de la forma de la sección, de sus armaduras y de las resistencias de los materiales utilizados en su construcción (véanse publicaciones especializadas).

El momento de primer orden disponible en la sección  $M_{Rd1}$ , es función de  $1/r$ .

$$M_{Rd1} = M_{Rd} - N_{Sd} \frac{\ell_0^2}{10} \cdot \frac{1}{r}$$

donde:

$$N_{Rd1} = N_{Sd1}$$

Existe una curvatura  $1/r$ , para la cual  $M_{Rd1}$  tiene su valor máximo  $M_{Rd1, \max}$ .

Si el momento actuante de primer orden  $M_{Sd1}$ , es tal que:

$$M_{Sd1} \leq M_{Rd1, \max} - N_{Sd1} \cdot e_{ad}$$

siendo:  $e_{ad}$  una excentricidad adicional de valor:  $(\ell_0 / 300) \geq 2,0$  cm. La comprobación está asegurada.

El procedimiento de cálculo expuesto se esquematiza en la figura 8.3.5.3.b. debe tenerse en cuenta que el resultado resistente real, de la sección más solicitada, generalmente difiere del que se obtendría aplicando en las hipótesis indicadas en 8.1.1.

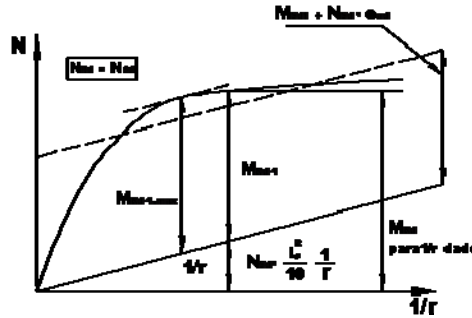


Figura 8.3.5.3.b

Aplicación directa - método del equilibrio: Este procedimiento es útil para una comprobación rápida y cuando no se disponga de los diagramas o tablas que ligen las variables  $M_{Rd}$  y  $N_{Rd}$  y  $1/r$ , correspondiente al caso en estudio.

Se considera asegurada la estabilidad de un pilar, asimilado a la columna modelo equivalente, si es posible encontrar un estado de deformación de las secciones en el pie (sección crítica), tal que las solicitaciones internas,  $M_{Rd}$  y  $N_{Rd}$  que resulten, satisfagan a la vez, las dos (2) condiciones siguientes:

$$\frac{M_{Rd}}{N_{Rd}} \geq e_0 + e_{ad} + e_2$$

$$N_{Rd} \geq N_{Sd}$$

donde:

- $e_0$  = excentricidad de primer orden
- $e_{ad}$  = excentricidad adicional ( $\ell_0 / 300$ )  $\geq 2,0$  cm
- $e_2$  = excentricidad de segundo orden, cuyo valor aproximado es:
- $e_2 = \frac{\ell_0^2}{10} \cdot \frac{1}{r}$ ; con:  $1/r$  = curvatura en la sección crítica.
- $M_{Sd1}$  = momento actuante de primer orden
- $N_{Sd}$  = esfuerzo normal actuante
- $\ell_0$  = longitud de pandeo

b) Método aproximado: este método, que permite la obtención directa de la cuantía escrita de la sección, es aplicable a los soportes de sección rectangular constante cuya esbeltez geométrica no supere el valor de 30.

Excentricidades iguales en las articulaciones: en este caso, la cuantía estricta de dimensionamiento corresponde al valor deducido para el estado límite último de inestabilidad o para el de agotamiento, de la sección crítica el que resulte menor. Estos valores vienen dados por las expresiones.

$$\omega_{ag} = \alpha_{1ag} + \alpha_{2ag} \cdot (e/c)_{ag}$$

$$\omega_{in} = \alpha_{1in} + \alpha_{2in} \cdot (e/c)_{in}$$

donde:

$\omega$  = cuantía mecánica dada por  $\frac{A \cdot f_{yd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}}$

$$(e/c)_{ag} = \frac{e_0 / h + \beta_{1ag} \cdot \beta}{1 - \beta_{2ag} \cdot \beta}$$

$$(e/c)_{in} = \frac{e_0 / h + \beta_{1in} \cdot \beta}{1 - \beta_{2in} \cdot \beta}$$

donde:

- $\beta = \lambda_g^2 \cdot 10^{-4}$
- $e_0$  = excentricidad de primer orden ( $M_1/N$ ), no menor que la excentricidad accidental definida en 8.3.2.3
- $c$  = canto en el plano de pandeo
- $b$  = ancho de la sección perpendicular al plano de pandeo
- $A$  = sección de armadura, de acuerdo con el esquema de disposición que figura en la tabla de coeficientes  $\alpha$  y  $\beta$  (véase tabla 8.3.5.3.)

- $f_{cd}, f_{yd}$  = resistencias de cálculo del hormigón y acero respectivamente
- $\lambda_g$  = esbeltez geométrica ( $\lambda_g = \ell_o / i_c$ ), siendo  $\ell_o$  la longitud de pandeo (véanse comentarios a 8.3.1.2) y  $i_c$  el canto de la sección
- $\alpha_1, \alpha_2, \beta_1, \beta_2$  = coeficientes numéricos de inestabilidad y agotamiento indicados para tres tipos distintos de disposición de armaduras en función del axial reducido (véase tabla 8.3.5.3)

Excentricidades diferentes en los extremos, en valor absoluto y/o signo: En este caso, se adoptará una excentricidad de primer orden equivalente, de la sección crítica, de valor:

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


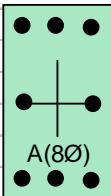
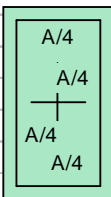
donde:

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

Con este valor de  $e_o$  se procederá al dimensionamiento de la sección tal como se indica en a).

Además siempre se debe comprobar que la cuantía de dimensionamiento obtenida, nunca es menor que la correspondiente a la sección con mayor excentricidad sometidas a las correspondientes solicitaciones de primer orden.

**Tabla 8.3.5.3 - Valores de los coeficientes numéricos de inestabilidad y agotamiento**

Sección transversal	v	Inestabilidad				Agotamiento			
		$\alpha_{1in}$	$\alpha_{2in}$	$\beta_{1in}$	$\beta_{2in}$	$\alpha_{1ag}$	$\alpha_{2ag}$	$\beta_{1ag}$	$\beta_{2ag}$
	-0,10	-0,10	0,26	3,11	0,22	-0,11	0,25	13,89	0,19
	-0,20	-0,18	0,51	3,73	0,25	-0,19	0,50	12,04	0,00
	-0,30	-0,23	0,75	4,54	0,00	-0,24	0,75	8,03	0,00
	-0,40	-0,23	1,08	3,14	1,03	-0,26	1,00	6,02	0,00
	-0,50	-0,22	1,43	2,27	2,01	-0,24	1,32	4,84	0,93
	-0,60	-0,17	1,77	1,76	2,81	-0,21	1,65	4,01	1,99
	-0,70	-0,10	2,08	1,42	3,53	-0,14	1,96	3,43	3,01
	-0,80	-0,02	2,37	1,06	4,58	-0,05	2,22	2,72	4,90
	-0,90	0,08	2,63	0,88	5,28	0,04	2,46	2,33	6,34
	-1,00	0,17	2,90	0,72	6,11	0,15	2,68	1,96	8,14
	-0,10	-0,14	0,33	3,08	0,28	-0,15	0,29	15,77	-1,83
	-0,20	-0,24	0,68	3,70	0,32	-0,26	0,63	11,65	-1,94
	-0,30	-0,31	1,00	4,54	0,00	-0,32	0,99	8,08	-0,58
	-0,40	-0,32	1,44	3,06	1,37	-0,35	1,34	5,91	0,67
	-0,50	-0,30	1,90	2,16	2,67	-0,31	1,75	4,90	1,50
	-0,60	-0,24	2,30	1,64	3,67	-0,27	2,04	3,93	2,90
	-0,70	-0,14	2,63	1,33	4,48	-0,19	2,37	3,35	4,19
	-0,80	-0,04	2,93	1,00	5,69	-0,08	2,61	2,67	6,36
	-0,90	0,06	3,22	0,85	6,48	0,02	2,85	2,35	7,81
	-1,00	0,16	3,52	0,70	7,45	0,12	3,06	2,05	9,56
	-0,10	-0,15	0,37	3,06	0,32	-0,16	0,31	15,54	-1,81
	-0,20	-0,27	0,76	3,69	0,36	-0,26	0,66	11,81	-2,15
	-0,30	-0,35	1,13	4,54	0,00	-0,33	1,03	8,08	-0,65
	-0,40	-0,37	1,63	3,01	1,55	-0,36	1,42	5,93	0,79
	-0,50	-0,35	2,13	2,09	3,00	-0,33	1,75	4,75	1,85
	-0,60	-0,28	2,56	1,59	4,09	-0,28	2,15	3,89	3,31
	-0,70	-0,17	2,89	1,30	4,93	-0,20	2,48	3,31	4,69
	-0,80	-0,05	3,17	0,98	6,19	-0,09	2,72	2,64	6,93
	-0,90	0,06	3,48	0,83	7,02	0,02	2,96	2,33	8,40
	-1,00	0,16	3,80	0,69	8,05	0,12	3,17	2,05	10,16

### 8.3.6 Comprobación de vigas a pandeo lateral

En piezas aisladas de sección rectangular y salvo comprobación especial, la longitud entre puntos de arriostramiento contra pandeo lateral de la cabeza comprimida no será superior el valor:  $200 (b^2/d)$ , siendo "b" el ancho de la sección y "d" su canto útil.

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

- a) El espesor del ala no será inferior al octavo del vuelo a cada lado del nervio.
- b) La altura libre del nervio, no será superior a ocho (8) veces el espesor del mismo.
- c) La longitud entre puntos de arriostramiento contra el pandeo lateral de la cabeza comprimida no será superior a 12 veces el ancho total de dicha cabeza.

No es necesario el cumplimiento de las condiciones a) y b), si la pieza esta provista de rigidizadores de ala adecuados.

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

La seguridad contra pandeo lateral en vigas de gran canto, está asegurada si el espesor del alma cumple la condición de 9.1.4.2.

#### **Comentario**

*Conviene recordar que, en las secciones tubulares, arqueadas o poligonales, especialmente cuando son delgadas, se producen flexiones transversales que sólo pueden calcularse con cierta precisión, mediante la aplicación de teorías laminares, en general complejas. La influencia de estas flexiones pueden alterar las leyes de reparto de las tensiones longitudinales y cortantes de la pieza.*

## **8.4 Comprobación del estado límite de fisuración**

### **8.4.1 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 con las condiciones establecidas en 8.4.2 a 8.4.6.

Las exigencias relativas a la durabilidad, se definen en función de:

- el ambiente en el que vayan a encontrarse la estructura o el elemento considerado.
- la sensibilidad de las armaduras a la corrosión.

En relación con las condiciones del ambiente, se distinguen los tres (3) casos siguientes, a los cuales se hace referencia en 8.4.2 y 8.4.3.

#### a) Ambiente no severo:

- interiores de edificios de vivienda u oficinas.
- medios en los que se alcance un valor elevado de la humedad relativa, solo durante un periodo reducido anual (por ejemplo, 60 % de humedad relativa durante menos de tres meses al año).

#### b) Ambiente moderadamente severo:

- interiores de edificios en los que la humedad sea elevada, o donde se prevea la presencia temporal de vapores corrosivos.
- agua corriente.
- intemperies en atmósfera rural o urbana, sin fuertes concentraciones de gases agresivos.



- suelos ordinarios.

c) Ambiente severo:

- líquidos que contengan pequeñas cantidades de ácidos, agua salina o muy oxigenada.
- gases o suelos particularmente corrosivos.
- atmósfera corrosiva, industrial o marina.

Respecto a la sensibilidad de las armaduras a la corrosión, se consideran como muy sensibles:

- los aceros de todos los tipos y clases de diámetro inferior o igual a 4 mm.
- los aceros simplemente templados, cualquiera que sea su diámetro.
- los aceros estirados en frío, sometidos a una tracción permanente superior a 400 MPa.
- los demás de armaduras, se consideran poco sensibles a la corrosión.

**Comentario**

*El proyectista debe especificar las condiciones que con respecto a la fisuración debe satisfacer a la estructura en la fase de servicio y durante las diferentes etapas de ejecución, fijando las aberturas máximas de las fisuras aceptables en cada caso, tanto bajo las acciones permanentes como las accidentales.*

*En las estructuras de hormigón armado sometidas ya sea a flexión, esfuerzo cortante, torsión y/o tracción, es inevitable la aparición de fisuras; pero ello no supone ningún inconveniente para su normal utilización, siempre que se limite su abertura a valores adecuados compatibles, principalmente con las exigencias de durabilidad (corrosión de armaduras) y aspecto externo. En ciertos casos habrá que tener en cuenta también el comportamiento estructural y determinadas exigencias funcionales tales como las de estanquidad con respecto a líquidos o gases.*

*El fenómeno de fisuración depende de muchas variables aleatorias, algunas de ellas con fuerte dispersión. Las formulas recogidas en las prescripciones 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 8.4.3, suele resultar más exigente de lo necesario cuando se aplica a elementos superficiales, tales como placas, muros, zapatas, etc.*

*Si los aceros están especialmente protegidos, se pueden considerar como aceros poco sensibles a la corrosión.*

### 8.4.2 Máxima abertura característica aceptable de fisura

En función a las condiciones del ambiente y de la sensibilidad de las armaduras a la corrosión, la máxima abertura característica de fisura, que deberá aceptarse para satisfacer las exigencias de durabilidad, será la que se indica en la tabla siguiente:

**Tabla 8.4.2 - Máxima abertura característica aceptable de fisura ( $w_k$ )**

Condiciones del ambiente	Sensibilidad de las armaduras a la corrosión	
	Muy sensibles	Poco sensibles
No severas	$\leq w_2$	$\leq w_3$
Moderadamente severas	$\leq w_1$	$\leq w_2$
Severas	$\leq w_1$	$\leq w_2$ ó $\leq w_1$

**Comentario**

*Para un recubrimiento igual al recubrimiento mínimo prescrito en esta norma (véase 12.5.3) los valores recomendados para  $w_k$  son:*

$$\begin{aligned} w_1 &= 0,1 \text{ mm} \\ w_2 &= 0,2 \text{ mm} \\ w_3 &= 0,4 \text{ mm} \end{aligned}$$

*Para un recubrimiento "r", superior al mínimo " $r_{min}$ ", estos valores se pueden aumentar en la relación  $(r/r_{min}) \leq 1,5$ , teniendo en cuenta que la abertura de fisura aumenta linealmente, con la distancia a la armadura.*

El valor de  $w_k$  se calculará según se indica en 8.4.3. Se trata de un valor convencional que no garantiza que las aberturas de ciertas fisuras no sobrepasarán ocasionalmente el límite especificado. Este valor corresponde a la abertura de las fisuras medidas en las zonas de recubrimiento (véase figura 8.4.3.a). Fuera de estas zonas, se pueden aceptar fisuras de mayor abertura, si no hay exigencias de aspecto externo.

### 8.4.3 Comprobación del estado límite de abertura de fisuras

La abertura característica de las fisuras al nivel de las armaduras longitudinales y en el paramento del elemento estructural considerado, no debe exceder del valor especificado en el proyecto.

Esta abertura característica se supondrá igual a:

$$w_k = 1,7 w_m$$

donde:

$w_m$  = representa la abertura media de las fisuras calculadas para el alargamiento medio del acero,  $\epsilon_{sm}$ , que se produce sobre la distancia media entre fisuras,  $S_{rm}$  :

$$w_m = S_{rm} \cdot \epsilon_{sm}$$

En el caso de elementos lineales, la comprobación puede hacerse de forma simplificada, adoptando para la tensión del acero el valor:

$$\sigma_s = 0,7 f_{yk}$$

#### Comentario

No será necesario comprobar el estado límite de abertura de fisuras si las armaduras son de alta adherencia y su diámetro es, como máximo, igual al indicado en la tabla 8.4.3, válido para  $\rho_r \geq 0,005$ , teniendo  $\rho_r$  el significado que en este comentario más adelante se explica.

En caso necesario, podrá interpolarse linealmente entre los valores de la tabla.

**Tabla 8.4.3 - Tensión máxima del acero para la que no hay que comprobar la fisuración**

$w_k = 0,4 \text{ mm}$		$w_k = 0,2 \text{ mm}$	
$\Phi_s$ en mm	$\sigma_{sy}$ en MPa	$\Phi_s$ en mm	$\sigma_{sy}$ en MPa
$\leq 50$	200	$\leq 50$	100
$\leq 25$	240	$\leq 25$	120
$\leq 20$	280	$\leq 12$	200

$\sigma_s$  = tensión de las armaduras, en sección fisurada

En esta tabla los valores,  $\sigma_s$  que se indican, son valores convencionales para la tensión del acero, para los cuales no es necesaria ninguna comprobación.

En ausencia de datos más precisos y siempre que se respeten las prescripciones de esta norma respecto a recubrimientos, cuantías mínimas y distribución de armaduras en la sección, los parámetros  $S_{rm}$  y  $\epsilon_{sm}$ , que se citan en las prescripciones, pueden evaluarse como a continuación se indica.

a) Después de estabilizada la fisuración, la distancia final media entre fisuras, en la zona de recubrimiento (véase fig. 8.4.3.a) es:

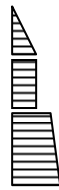
$$S_{rm} = 2 \left( r + \frac{s}{10} \right) + K_1 \cdot K_2 \frac{\phi}{\rho_r}$$

donde:

- $r$  = recubrimiento de la armadura
- $s$  = distancia entre barras. Si  $s > 15 \phi$ , se tomará  $s = 15 \phi$
- $\phi$  = diámetro de las barras
- $K_1$  = coeficiente función de la calidad de adherencia de las barras. Se tomará:

- $K_1 = 0,4$  para barras de alta adherencia
- $K_1 = 0,8$  para barras lisas

$K_2 =$  coeficiente que representa la influencia de la forma del diagrama de tensiones en la sección:



$K_2 = 0,125$ , en flexión

$K_2 = 0,25$  en tracción

$K_2 = 0,25 \frac{\epsilon_1 + \epsilon_2}{2 \cdot \epsilon_1}$ , en tracción excéntrica o para una zona limitada del alma de una viga; siendo  $\epsilon_1$  y  $\epsilon_2$  las deformaciones del hormigón, calculadas en sección fisurada, en las fibras situadas al nivel indicado en la figura 8.4.3.a

$\rho_r = A_s/A_{c,ef}$

$A_s =$  área de la sección de la barra situada en la zona de recubrimiento,  $A_{c,ef}$

$A_{c,ef} =$  área de la sección recta de la zona de hormigón (zona de recubrimiento), donde las barras de la armadura pueden influir de modo efectivo, sobre la abertura de las fisuras.

De acuerdo con la figura 8.4.3.a;  $A_{c,ef} = b_{ef} \cdot h_{ef}$

b) El alargamiento medio de la armadura situada en la zona de recubrimiento, puede suponerse, teniendo en cuenta la contribución del hormigón traccionado, igual a (véase figura 8.4.3.b).

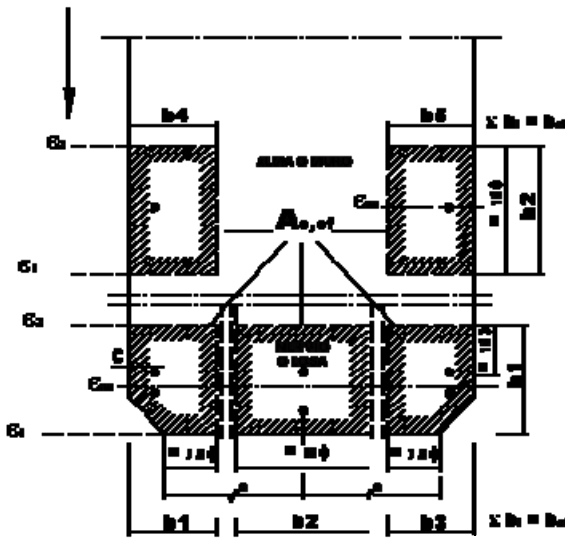


Figura 8.4.3.a

$$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[ 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \left( \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \geq 0,4 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

donde:

$\sigma_s =$  tensión de la armadura, en la sección fisurada, bajo las acciones consideradas.

$\sigma_{sr} =$  tensión de la armadura, calculada en la hipótesis de sección fisurada, adoptando como tensión máxima del hormigón traccionado (sección no fisurada), el valor medio  $f_{ctm}$ , de la resistencia a tracción del hormigón de la sección, cuyo valor para este caso, viene dado por la expresión:

$$f_{ctm} = 0,30 (f_{ck})^{2/3}$$

$\beta_1 =$  coeficiente, función de la calidad de adherencia de las barras de valor:  $\beta_1 = 1/(2,5K_1)$

$\beta_2 =$  coeficiente que representa la influencia de la duración de la aplicación o de la repetición de las cargas:

$\beta_2 = 1,0$  para carga noval

$\beta_2 = 0,5$  para cargas de larga duración o para el caso de un gran número de ciclos de carga

Las fórmulas anteriores son aplicables tanto antes como después de la estabilización de la fisuración y para los casos en los que las barras atraviesan las fisuras bajo un ángulo "α", comprendido entre 90° y 75°. Si este ángulo "α" es inferior a 75°,  $w_m$  debe sustituirse por  $K_3 \cdot w_m$ , siendo:

$$K_3 = 2, \text{ para } \alpha = 45^\circ$$

$$K_3 = 1, \text{ para } \alpha = 75^\circ$$

Para "α" comprendida entre 45° y 75°, se interpolará linealmente.

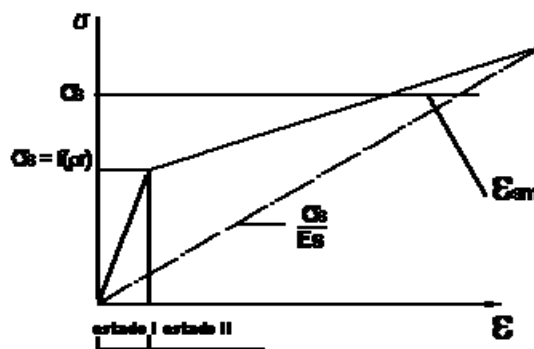


Figura 8.4.3.b

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

$$wk = \left(1,5 r + 0,04 \frac{\phi}{\rho}\right) \cdot \left(\frac{f_{yd}}{\gamma_f} - \frac{7,5}{\rho}\right) \cdot 10^{-6} \leq w_{max}, \text{ con } \rho \geq 0,01$$

En esta expresión:

- $r$  = recubrimiento de la armadura, en mm
- $\phi$  = diámetro de la barra, en mm
- $\rho$  = cuantía geométrica de la armadura de tracción, referida a la sección útil del alma, tomando como anchura de la sección la indicada en 8.2.3.2.2 (véase figura 8.2.3.2.2)
- $\gamma_f$  = coeficiente de seguridad de la solicitación, correspondiente al estado límite último
- $f_{yd}$  = resistencia de cálculo del acero, en  $\text{kp/cm}^2$ , con el correspondiente al estado límite último
- $w_{max}$  = ancho máximo de las fisuras, cuyo valor es 0,4 mm, 0,2 mm ó 0,1 mm, según se trate del primer, segundo o tercer caso de los mencionados en 8.4.1.

En el caso de piezas sometidas a tracción simple o compuesta, puede emplearse la misma formula anterior, sustituyendo  $\rho$  por la cuantía geométrica referida a la sección total del hormigón, dividida por cuatro (4).

#### 8.4.4 Armadura mínima para el control de la fisuración

En todos los casos se debe prever un mínimo de armadura.

Esta armadura debe dimensionarse de forma que:

- a) Después de la fisuración, la tensión del acero permanezca inferior a  $f_{yk}$ .
- b) La abertura de fisuras, permanezca inferior al límite especificado.

##### Comentario

La armadura mínima es particularmente necesaria en las zonas de las estructuras en las que la temperatura, la retracción u otras acciones, pueden provocar tensiones de tracción elevadas, como consecuencia de las restricciones a las deformaciones impuestas.

Para satisfacer la condición a), la sección  $A_s$  de armadura mínima, en los elementos lineales de alma delgada, o en los elementos superficiales, debe cumplir la siguiente condición:

$$\rho_r = \frac{A_s}{A_{c,ef}} = \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$$

donde:

$A_{c,ef}$  y  $f_{ctm}$  tienen los mismos significados explicados en el comentario de 8.4.3.

Para satisfacer la condición b), el diámetro de las barras y su separación, se determinarán para el valor  $\rho$ , deducido de acuerdo con lo expuesto en 8.4.3, tomando para  $w_k$  el valor:  $w_k = 1,3 w_m$ . La adopción de un valor  $w_k/w_m$ , inferior a 1,7, se justifica por el hecho de que las fuerzas originadas por las acciones indirectas y que provocan la fisuración, disminuyen cuando ésta se ha producido.

### 8.4.5 Abertura de fisuras de esfuerzo cortante

La disposición de armaduras debe ser tal que asegure el control de la fisuración oblicua.

#### Comentario

No es necesaria la comprobación de la apertura de fisuras de esfuerzo cortante, en las losas y almas de vigas, si la separación entre estribos verticales no supera los valores de la tabla siguiente:

**Tabla 8.4.5.a - Separación máxima, en mm, entre estribos, que evita la comprobación de la apertura de fisuras de esfuerzo cortante**

$w_k$ , en mm	0,4				0,2			
$f_{yk}$ , en MPa	220	400	360	500	220	400	360	500
Calidad de adherencia	(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)
$V_s \leq V_{cd}$	300		250		200		150	
$V_{cd} < V_s \leq 3 V_{cd}$	250		200		150		100	
$V_s > 3 V_{cd}$	200		150		100		75	

(1) Barras lisas

(2) Barras de alta adherencia

En esta tabla:

$V_s$  = esfuerzo cortante correspondiente a la hipótesis de la carga considerada.

$V_{cd}$  =  $2,5 \tau_{rd} \cdot b_w \cdot d$

$\tau_{rd}$  =  $0,25 f_{ctd} = 0,25 f_{ctk,0,05}/\gamma_c$ ; con  $\gamma_c = 1,5$

Los valores de  $f_{ctk,0,05}$ , se tomarán de la tabla siguiente:

**Tabla 8.4.5.b - Resistencia, a tracción, del hormigón, en MPa**

$f_{ck}$	12	16	20	25	30	35	40	45	50
$f_{ctk,0,05}$	1,5	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	2,6	2,8
$f_{ctm}$	1,6	1,9	2,2	2,5	2,8	3,1	3,4	3,7	4,0
$f_{ctk,0,05}$	2,0	2,4	2,8	3,2	3,6	4,0	4,4	4,8	5,2

Para estribos inclinados entre  $45^\circ$  y  $60^\circ$ , la separación máxima, medida perpendicularmente a los estribos, puede tomarse igual a 1,5 veces la indicada en la tabla 8.4.5.a; pero no podrá ser superior a 30 cm.

En ausencia de datos más precisos, la apertura de fisuras de esfuerzo cortante, se puede calcular según lo indicado en 8.4.3, introduciendo las siguientes modificaciones y tomando sin mayorar por  $K_3$ :

$$w_k = 1,7 K_w \cdot w_m$$

$$\sigma_s = \frac{V_s - V_{cd}}{b_w \cdot d \cdot \rho_w} \cdot \frac{1}{\text{sen} \alpha (\cos \alpha + \text{sen} \alpha)} \geq 40 \text{MPa}$$

$$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[ 1 - \left( \frac{V_{cd}}{V_s} \right)^2 \right] \geq 0,4 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$s_{mm} = \text{según lo indicado en a) del comentario de 8.4.3, pero no mayor de: } (d - x)/\text{sen} \alpha$$

En estas expresiones:

$K_w$  = coeficiente corrector para tener en cuenta la influencia de la inclinación de los estribos:

$$K_w = 1,2 \text{ para estribos verticales } (\alpha = 90^\circ)$$

$$K_w = 0,8 \text{ para estribos inclinados } (\alpha \text{ entre } 45^\circ \text{ y } 60^\circ)$$

$V_s$  y  $V_{cd}$  = tienen los mismos significados que en la tabla 8.4.5.a

$$\rho_w = \text{cuantía geométrica dada por: } \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \text{sen} \alpha}$$

$x$  = altura de la zona comprimida, en sección fisurada

### 8.4.6 Fisuración paralela a las armaduras longitudinales

La fisuración a lo largo de una abarria, anula su adherencia y su protección frente a la corrosión sobre grandes longitudes.

La abertura de fisuras debe limitarse mediante disposiciones constructivas apropiadas, por ejemplo, armadura de cosido del recubrimiento (véanse comentarios al 12.5.3).

#### Comentario

*Esta fisuración puede deberse a varias causas, tales como excesivas tensiones de adherencia, presiones radiales ejercidas por productos de corrosión o por heladas; retracción empujes al vacío en las partes curvas de las armaduras, etc.*

## 8.5 Cálculo de las deformaciones

### 8.5.1 Generalidades

La deformación total producida en un elemento de hormigón, es suma de diferentes deformaciones parciales, cuya clasificación se establece en 5.1.8.

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

#### Comentario

*Para todo lo relativo a las deformaciones del hormigón se recomienda consultar de 5.1.6 a 5.1.10.*

### 8.5.2 Cálculo de flechas

El proceso de deformación, en líneas generales, sigue dos (2) fases definidas, una antes de fisuración y la otra después de ella. En cada caso el módulo de rigidez ( $E \cdot I$ ) tiene valores diferentes, no solo debido a la variación brusca del momento de inercia de las secciones en el instante de la fisuración, si no también a la variación del módulo de deformación longitudinal  $E$ . Existe, por lo tanto, un punto de transición, que corresponde al momento de flector de fisuración  $M_{cr}$ , el comportamiento de la pieza depende de la magnitud del momento flector de servicio  $M_a$ , valor para el cual corresponde una cierta rigidez de la pieza  $(E \cdot I)_a$ . En la figura 8.5.2, se observan dos (2) tramos rectilíneos que corresponden a las dos (2) fases mencionadas. Para valores inferiores al momento de fisuración  $M_{cr}$ , la pendiente de la recta, representa la rigidez de la pieza sin fisurar  $(E \cdot I)_1$ . Para valores superiores a  $M_{cr}$ , hasta llegar a la plastificación (punto P), la rigidez varía progresivamente hasta el valor  $(E \cdot I)_2$ , pasando por la pendiente  $(E \cdot I)_a$ .

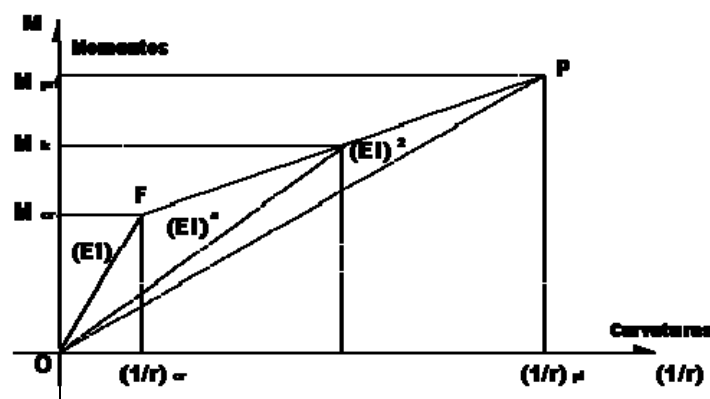


Figura 8.5.2

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 la pieza debe prestar. Para comprobar este extremo, se realizará el cálculo de las flechas en la forma indicada en 8.5.1, y tomando como módulo de deformación del hormigón alguno de los valores indicados en 5.1.6.

#### Comentario

Si no se utilizan métodos más afinados para el cálculo de flechas instantáneas, de acuerdo con lo indicado en las prescripciones podrá adoptarse como momento de inercia efectivo " $I_e$ " de la sección, el dado por la expresión que a continuación se incluye, siempre que no resulte superior al momento de inercia  $I$ , de la sección total del hormigón, respecto al eje que pasa por su centro de gravedad, sin tener en cuenta las armaduras:

$$I_e = \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \cdot I + \left[ 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \leq I_o$$

En esta expresión:

$$M_{cr} = 0,21 (f_{ck})^{2/3} \frac{I_o}{y_t} = f_{ct} \frac{I_o}{y_1} = \text{momento de fisuración del hormigón}$$

$$M_a = \text{momento flector máximo}$$

$$I_{cr} = \frac{E_s}{E_{cj}} A_s \cdot z (d - x) = \text{momento de inercia de la sección fisurada, homogeneizada}$$

donde:

$$E_s = \text{módulo de elasticidad del acero, en MPa}$$

$$E_{cj} = 9500 \sqrt[3]{f_{cj} + 8}, \text{ en MPa}$$

$$f_{cj} = \text{resistencia del hormigón, en el momento de la puesta en carga}$$

$$A_c = \text{área de la armadura de tracción}$$

$$z = \text{brazo de palanca}$$

$$d = \text{canto útil}$$

$$x = \text{profundidad del eje neutro}$$

$$y_t = \text{distancia del centro de gravedad de la sección del hormigón, sin tener en cuenta las armaduras, a la fibra extrema traccionada}$$

En el caso de vigas continuas, como valor del momento de inercia podrá tomarse la media aritmética de los valores deducidos mediante la expresión antes indicada, aplicada a las secciones críticas para momentos positivos y negativos.

Las flechas diferidas podrán obtenerse multiplicando las instantáneas originadas por las cargas mantenidas que deban considerarse, calculada en la forma expuesta anteriormente por el factor:

$$[2 - 1,2 (A'_s/A_s)] \geq 0,6$$

Siendo  $A_s$  y  $A'_s$ , las secciones de las armaduras en tracción y en compresión, respectivamente.

La flecha así calculada es la flecha adicional producida, a lo largo del tiempo, debida a las cargas muertas y a la parte de sobrecarga que actuará durante un tiempo suficiente para dar lugar a una flecha adicional diferida, de valor apreciable. Por consiguiente, para obtener la flecha total, habrá que sumar a esta flecha diferida, la instantánea.

### 8.5.3 Consideraciones prácticas

No será necesaria la comprobación de la flecha en aquellos elementos cuyo canto útil  $d$ , cumpla simultáneamente las dos (2) condiciones siguientes:

$$d \geq 30 \varepsilon_y \cdot \ell_i \quad (1)$$

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

donde:

$$\varepsilon_y = \text{alargamiento unitario del acero, correspondiente al límite elástico}$$

$$g = \text{carga permanente repartida que actúa sobre el elemento}$$

q = carga variable repartida (g + q = carga máxima total)  
 $\ell_i$  = longitud ficticia de la pieza expresada en las mismas dimensiones que "d", cuyo valor, en función de la longitud real  $\ell$ , es el siguiente:

$\ell_i = 2,4 \ell$ , si la pieza está en voladizo

$\ell_i = \ell$ , en las vigas simplemente apoyadas

$\ell_i = 0,8 \ell$ , en vigas empotradas en un extremo y apoyadas en el otro

$\ell_i = 0,6 \ell$ , en vigas empotradas en ambos extremos

La fórmula (2) puede aplicarse al caso de vigas sometidas a cargas concentradas, sustituyendo la expresión  $g/(g + q)$ , por el cociente de momentos flectores producidos por las cargas respectivas:

$$\frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

Debe llamarse la atención sobre el hecho de que, en lo anteriormente expresado, solo se toman en consideración las flechas instantáneas.

## 9 ELEMENTOS ESTRUCTURALES

### 9.1 Vigas

#### 9.1.1 Vigas

Las vigas sometidas a flexión se calcularán de acuerdo con lo dispuesto en 8.1, a partir de los valores de cálculo de las resistencias de los materiales (véanse 5.1) y de los valores mayorados de las cargas y demás acciones (véanse 7.1 y 7.3).

Si la flexión es esviada, se recurrirá a lo indicado en 8.1.6. Si la flexión está combinada con esfuerzo cortante, se calculará la pieza frente a este último esfuerzo, con arreglo a lo indicado en 8.2.A y con arreglo a 8.2.B, si además existe torsión.

Posteriormente, se comprobarán las condiciones de adherencia de las armaduras (según 12.3), así como las de fisuración de la pieza (según 8.4). Si se prevé que la pieza puede presentar deformaciones excesivas, se calculará el valor de estas de acuerdo con lo indicado en 8.5. Se comprobará igualmente, cuando se estime necesario, la estabilidad lateral de la pieza con arreglo a lo indicado en 8.3.3.

La disposición de armaduras se ajustará a lo prescrito en 8.1.7, 12.1, 12.2, 12.4 y 12.5.

Deberá tenerse en cuenta además lo indicado en 8.1.7.3, respecto a cuantías geométricas mínimas de armaduras.

#### **Comentario**

*Los elementos estructurales lineales, con diferentes formas de sección transversal y que, por lo general, están solicitados principalmente a flexión.*

*El objeto de las prescripciones es servir de recordatorio de las distintas comprobaciones que deben realizarse en el caso de vigas. Evidentemente, todos los capítulos de la presente norma 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 indicar los cálculos, deberán realizarse las comprobaciones especificadas en 3.5 (valor mínimo de la resistencia del hormigón) y 5.1.3 (resistencia mínima del hormigón en función de la calidad del acero).*



Se recomienda además que las áreas de las secciones de cada una de las armaduras, tanto de tracción como de compresión, no sobrepasen el 4 % de la sección total del hormigón.

## 9.1.2 Vigas T

### 9.1.2.1 Ancho eficaz de la cabeza

El ancho eficaz  $b_e$ , de la cabeza de compresión de una viga T, simplemente apoyada, sometida a una carga uniformemente repartida, se tomara, en función del ancho real "b", de las tablas 9.1.2.b ó 9.1.2.c, adjuntas, según se trate de vigas aisladas o múltiples respectivamente.

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

**Tabla 9.1.2.a - Valores del coeficiente K**

Amplitud "a" de la zona de aplicación de la carga concentrada	Valores de $\frac{2\ell}{b - b_w}$		
	0	10	20
$a \geq \ell/10$	K = 1	K = 1	K = 1
$0 < a < \ell/10$	Interpolación lineal entre K = 1 el valor correspondiente de la fila inferior		
$a = 0$	K = 0,6	K = 0,7	K = 0,9

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

Los valores indicados en las tablas son validos también para cargas triangulares, parabólicas o sinusoidales, así como para el caso de momentos constantes.

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

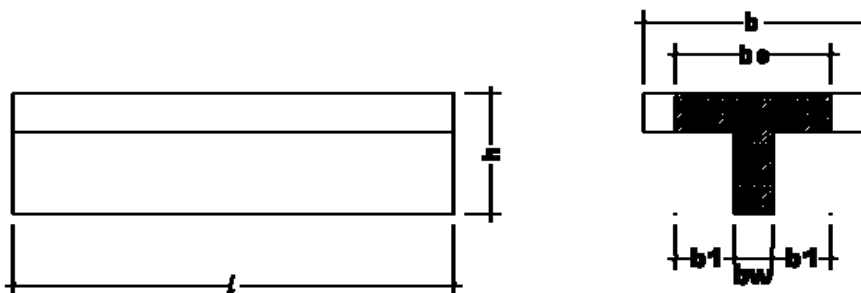
En las proximidades de un apoyo, el ancho eficaz de la cabeza de compresión, a cada lado del nervio,  $0,5 (b_e - b_w)$ , no podrá ser superior a la distancia entre el apoyo y la sección considerada.

En el caso de piezas "T" provistas de cartelas de ancho  $b_c$  y altura  $h_c$  (véase figura 9.1.2.), se sustituirá el ancho real  $b_w$ , del nervio, por otro ficticio

$$b'_w = b_w + 2b_c ; \text{ si } b_c < h_c ; \quad \text{ó} \quad b'_w = b_w + 2h_c ; \text{ si } b_c \geq h_c$$

Tabla 9.1.2.b - Viga T aislada

Ancho de la cabeza de compresión  $b_1 = \frac{b_e - b_w}{2}$  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



h = canto total

		$\frac{b_e - b_w}{b - b_w}$												
$\frac{h_f}{h}$	$\frac{l}{b_w}$	$\frac{2l}{b - b_w}$												
		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
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	0,84	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	0,95	0,98	0,99	1,00	1,00
	50	0	0,22	0,42	0,58	0,69	0,81	0,88	0,92	0,96	0,98	0,99	1,00	1,00
	100	0	0,30	0,51	0,66	0,74	0,83	0,89	0,93	0,96	0,98	0,99	1,00	1,00
	150	0	0,36	0,50	0,73	0,80	0,86	0,91	0,94	0,96	0,98	0,99	1,00	1,00
	200	0	0,40	0,65	0,79	0,85	0,89	0,92	0,95	0,97	0,98	0,99	1,00	1,00
0,20	10	0	0,21	0,40	0,57	0,68	0,81	0,87	0,92	0,96	0,98	0,99	1,00	1,00
	50	0	0,30	0,52	0,69	0,78	0,86	0,90	0,94	0,96	0,98	0,99	1,00	1,00
	100	0	0,40	0,65	0,79	0,86	0,89	0,92	0,95	0,97	0,98	0,99	1,00	1,00
	150	0	0,44	0,70	0,85	0,91	0,94	0,95	0,97	0,97	0,98	0,99	1,00	1,00
	200	0	0,45	0,73	0,89	0,93	0,95	0,96	0,97	0,98	0,99	1,00	1,00	1,00
0,30	10	0	0,28	0,48	0,63	0,72	0,81	0,87	0,92	0,96	0,98	0,99	1,00	1,00
	50	0	0,42	0,65	0,83	0,87	0,90	0,92	0,94	0,96	0,98	0,99	1,00	1,00
	100	0	0,45	0,73	0,90	0,92	0,94	0,95	0,96	0,97	0,98	0,99	1,00	1,00
	150	0	0,46	0,75	0,91	0,93	0,95	0,97	0,97	0,98	0,99	1,00	1,00	1,00
	200	0	0,46	0,77	0,92	0,94	0,96	0,97	0,98	0,99	0,99	1,00	1,00	1,00

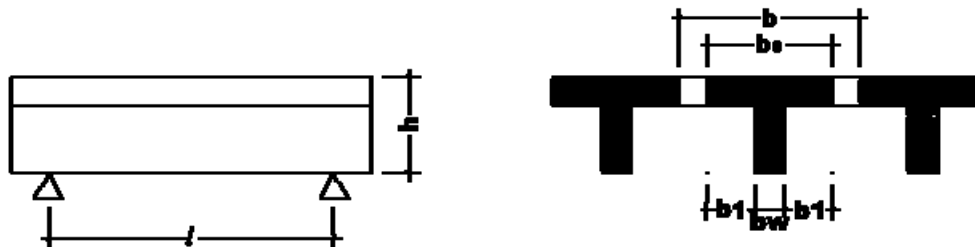
$$b_e = (b - b_w)n + b_w; \quad \text{con } b \leq 12h_f$$

**NOTA**

En vigas con cartela usar  $b'_w$  en lugar de  $b_w$ .

Tabla 9.1.2.c - Viga T múltiples

Ancho de la cabeza de compresión  $b_1 = \frac{b_e - b_w}{2}$  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



h = canto total

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

$$b_e = (b - b_w)n + b_w; \quad \text{con } b \leq 12h_f$$

**NOTA**

En vigas con cartela usar  $b'_w$  en lugar de  $b_w$ .

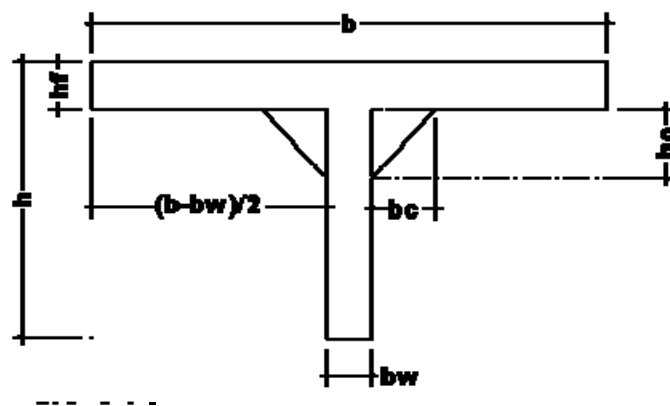


Figura 9.1.2

**Comentario**

En una sección "T", se denomina ancho eficaz de la cabeza de compresión aquella que, suponiendo que las tensiones se reparten uniformemente en toda la sección comprimida resultante al considerar dicho ancho, proporciona en el cálculo un resultado igual al que se obtendría a partir de la sección real, con su estado real de tensiones. Dicha armadura 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 cartelas, de la longitud de la viga entre puntos de momentos nulos, del ancho 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 las prescripciones puede suponerse en primera aproximación que el ancho eficaz del ala, a cada lado del nervio, es igual al décimo de la distancia entre puntos de momento nulo, sin sobrepasar el ancho real del ala.

Independientemente del ancho eficaz que resulte, conviene respetar las limitaciones establecidas en 8.3.6, para prevenir el peligro de pandeo de la cabeza comprimida.

Respecto a la colocación de armaduras debe tenerse en cuenta lo indicado en 9.1.6.2.

En las piezas T aisladas deben disponerse además 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.

**9.1.2.2 Cálculo a esfuerzo cortante**

En las secciones "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 8.2.3.5.

**9.1.3 Vigas cajón**

Es de aplicación lo prescrito para piezas de secciones delgadas (véase 9.1.6.2).

**9.1.4 Vigas pared o de gran canto****9.1.4.1 Generalidades**

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

Como luz de un vano, se considerara el menor de los valores siguientes:

- la distancia entre ejes de apoyo.
- $1,15 \ell_0$ , siendo  $\ell_0$  la distancia entre paramentos interiores de apoyos.

**Comentario**

Las vigas de gran canto o vigas pared, son elementos estructurales en forma de placa, solicitados en dirección paralela a su plano principal vertical.

De acuerdo con la definición dada en las prescripciones, el concepto de viga de gran canto no tiene carácter absoluto, sino que depende de la relación luz/canto de la pieza.

Para vigas de canto superior a sesenta centímetros, pero inferior a la mitad de su luz, consúltese 9.1.6.3.

**9.1.4.2 Ancho mínimo**

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, limitaran el ancho o espesor “b” de las vigas de gran canto.

A estos efectos, el esfuerzo cortante máximo debido a las carga y sobrecarga y determinado como en las vigas normales, deberá ser:

$$\begin{array}{ll} V_d \leq 0,10 \cdot b \cdot h \cdot f_{cd} & \text{si } h \leq \ell \quad \text{o} \\ V_d \leq 0,10 \cdot \ell \cdot f_{cd} & \text{si } h > \ell \end{array}$$

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 anteriores exigen que el espesor b sea:

por pandeo:

$$b \geq \frac{\ell_o}{8} \cdot \sqrt[3]{\frac{q_d}{f_{cd} \cdot h}}$$

por cortante:

$$\begin{array}{l} b \geq \frac{\ell_o}{2} \cdot \frac{q_d}{f_{cd} \cdot h} ; \text{ si } h \leq \ell \\ b \geq \frac{\ell_o}{0.2} \cdot \frac{q_d}{f_{cd} \cdot h} ; \text{ si } h > \ell \end{array}$$

donde:

b = espesor de la viga

h = canto total de la viga

ℓ = luz libre

ℓ<sub>o</sub> = luz libre de calculo

q<sub>d</sub> = valor de calculo de la carga uniformemente repartida

f<sub>cd</sub> = resistencia de calculo del hormigón a 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.

**Comentario**

Siendo homogéneas las formulas dadas en las prescripciones, deberá entrarse en ellas con unidades compatibles para todas las variables.

La primera de las dos (2) limitaciones establecidas para el espesor "b" se deriva de la condición de no pandeo de la pieza:

$$b \geq \frac{\lambda^2 \cdot q_d \cdot \ell}{f_{cd} \cdot h} ; \text{ con } \lambda = \frac{\ell}{22 \cdot b}$$

Esta limitación no es necesaria si, por disposiciones constructivas, el arriostramiento de la cabeza de compresión es suficiente para impedir su pandeo. Sin embargo, se recomienda que en ningún caso, "b" sea inferior a 10 cm.

Por su parte, la segunda de las limitaciones establece la condición mínima de resistencia del hormigón, tanto a flexión como a esfuerzo cortante.

### 9.1.4.3 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 luz/canto normal (véase 8.1). Los esfuerzos debidos a deformaciones impuestas, tales como retracción, fluencia, efectos térmicos y descensos de apoyos, se valorarán de acuerdo con la teoría de la elasticidad.

#### Comentario

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.

### 9.1.4.4 Armaduras longitudinales principales

#### 9.1.4.4.1 Vigas de gran canto, simplemente apoyadas

Se dispondrá una armadura principal longitudinal inferior, igual a la necesaria para resistir el momento de cálculo en una viga de relación luz/canto normal, con el mismo ancho "b" y un brazo mecánico igual a:

$$z = 0,2(\ell + 2h) \quad \text{si } 1 \leq (\ell/h) < 2$$

$$z = 0,6\ell \quad \text{si } (\ell/h) \leq 1$$

La armadura principal así calculada se mantendrá sin reducción de un apoyo a otro, y 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 dicha armadura. Esta armadura principal se repartirá sobre una altura igual a:

$$0,15 h \quad \text{si } h \leq \ell$$

$$0,15 \cdot \ell \quad \text{si } h > \ell$$

medida a partir de la cara inferior de la viga de gran canto (véase figura 9.1.4.4.1).

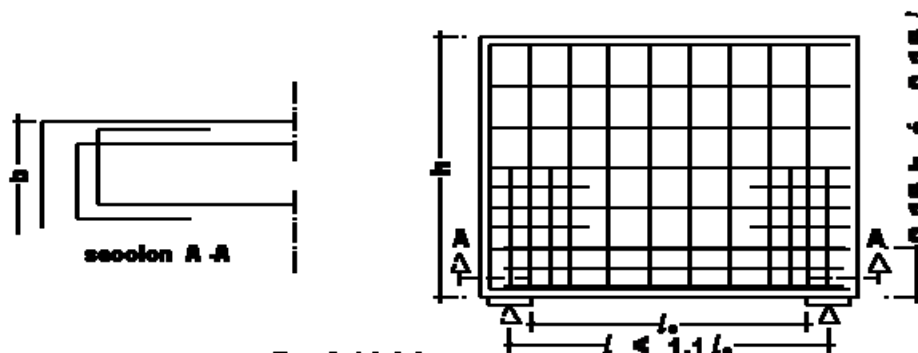


Figura 9.1.4.4.1

#### 9.1.4.4.2 Vigas continuas de gran canto

Se dispondrán armaduras longitudinales, superiores sobre los apoyos o inferiores en el vano, iguales a las necesarias para resistir los momentos de cálculo de una viga de relación luz/canto normal, con el mismo ancho “b” y un brazo mecánico igual a:

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

$$z = 0,5\ell \quad \text{si} \quad (\ell/h) < 1$$

- 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 9.1.4.4.1.
- Armadura principal de tracción sobre apoyos: la mitad se prolongará sobre toda la longitud de los vanos adyacentes. La otra mitad puede ser interrumpida a una distancia igual a  $0,4 \ell$  a cada lado del eje del apoyo, siendo “ $\ell$ ” la mayor luz de los tramos adyacentes del campo considerado. La armadura principal se colocará en una banda de altura igual a  $0,10 h$  medida desde la cara superior si  $h \leq \ell_0$ . En el caso que  $h > \ell$  se ubicará entre los niveles  $0,9 \ell$  y  $\ell$  medidos desde la parte inferior de la viga.

#### 9.1.4.5 Armaduras de alma

Con el fin de limitar la importancia de la fisuración (que podrá resultar de un gran alargamiento del acero), se toma generalmente para los estribos, secciones mayores que las que provee el cálculo normal a cortante; por ello, se adoptará lo que se prescribe en 9.1.4.5.1 y 9.1.4.5.2. Por otra parte, estos estribos deben envolver sin discontinuidad a las barras de la armadura principal y prolongarse, con toda su sección, en toda la altura de la viga de gran canto (o en una altura 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.

Se dispondrá una malla de armaduras ortogonales, compuesta de estribos verticales y barras horizontales, en cada una de las dos (2) caras, con una abertura de malla no superior a dos (2) veces el espesor de la viga, ni a 30 cm.

##### 9.1.4.5.1 Armaduras verticales

- Cargas aplicadas en la parte superior: la armadura vertical, dispuesta en forma de estribos que encierran a la armadura principal inferior, tendrá una cuantía geométrica igual a:

$$\rho_v = \frac{A_{sv}}{b \cdot s_t} \geq \frac{3}{4} \cdot \frac{T_d}{f_{yd}}$$

donde:

$A_{sv}$  = sección transversal de los estribos verticales  
 $s_t$  = espaciamiento entre estribos verticales

Además se deberá cumplir:

$$\begin{array}{ll} \rho_v \geq 0,002 & \text{para AH 400} \\ \rho_v \geq 0,003 & \text{para AH 215 L} \end{array}$$

- b) Cargas aplicadas en la parte inferior: en este caso, adicionalmente a las armaduras verticales halladas en el supuesto de carga superior, se colocarán estribos suplementarios destinados a asegurar la transferencia de la carga hacia la parte superior de la viga de gran canto, con un área  $A_{svi}$  igual a:

$$A_{svi} = \frac{P_i}{f_{yd}}$$

donde:

$A_{svi}$  = armadura vertical por carga inferior  
 $P_i$  = carga aplicada en la parte inferior

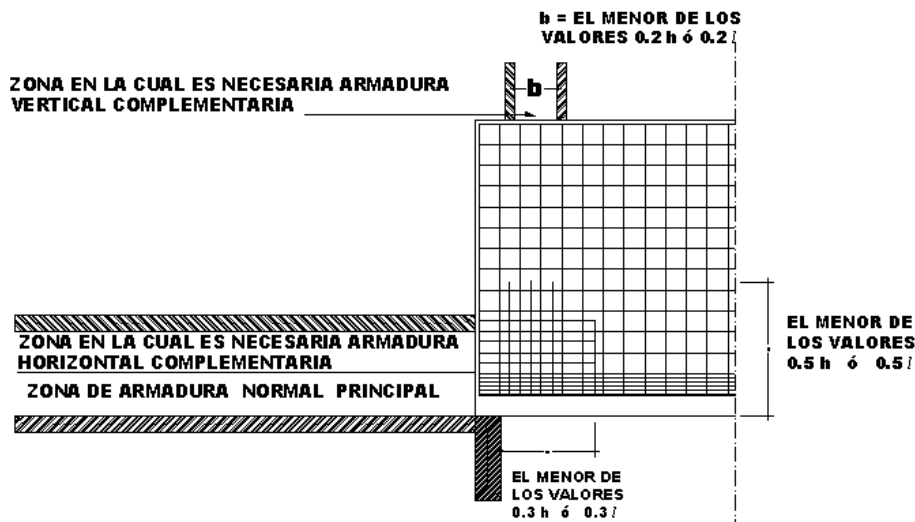


Figura 9.1.4.5.1.a

Estas armaduras deberán extenderse hasta una altura igual al menor de los valores "h" o "l".



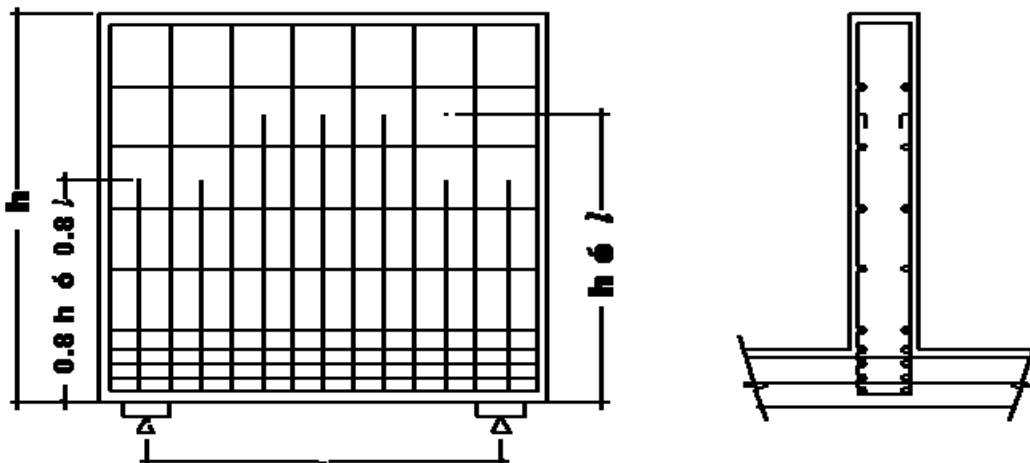


Figura 9.1.4.5.1.b

- c) Carga 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 pilar, prolongado hasta la parte inferior de la viga, se debe disponer armadura de suspensión dimensionada de forma que equilibre una fuerza igual a la carga total máxima transmitida por dicho pilar o 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). Sin embargo, con estas barras no debe equilibrarse más del 60 % de la totalidad de la carga.

En el caso en que una viga de gran canto apoye en toda su altura sobre un pilar, 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, que considera que la pieza está compuesta por barras a tracción y bielas comprimidas de hormigón (véase figura 8.2.2).

### 9.1.4.5.2 Armaduras horizontales

En lo que sigue se utilizará para “h”, el menor de los valores “h” o “ℓ” de la viga pared.

Se distinguen: una banda inferior constituida por armaduras horizontales distribuidas sobre una altura  $0,4 h$ , es decir, entre los niveles  $0,15 h$  y  $0,55 h$  con una cuantía  $\rho'_h$ .

Una banda superior distribuida entre los niveles  $0,55 h$  y  $0,90 h$ , si se trata de vigas continuas y entre  $0,55 h$  y “h” si se trata de vigas de un solo tramo, con una cuantía  $\rho'_h$ .

Sobre los apoyos extremos, todas las armaduras horizontales se deben anclar con ganchos o curvas dispuestas horizontalmente. Sobre los apoyos intermedios de vigas continuas, las armaduras deben traslaparse por lo menos en la longitud de anclaje recto.

Cuando hay cargas aplicadas en la parte inferior de la viga, en el cálculo de las armaduras horizontales se utilizará:

$$V_{ou} = V_{ous} + 2V_{oui}$$

donde:

$V_{ous}$  = es el esfuerzo de corte por las cargas aplicadas superiormente

$V_{oui}$  = es el esfuerzo de corte por las cargas aplicadas inferiormente

$$\tau_{ou} = \frac{V_{ou}}{b \cdot h}$$

Red inferior:

$$\rho_h = \frac{A_{sh}}{b \cdot s_h} \geq \begin{cases} 0,3(0,6 + 15 \frac{\tau_{ou}}{f_{cd}}) \frac{\tau_{ou}}{f_{yd}} \\ 0,3 \frac{\tau_{ou}}{f_{yd}} \end{cases}$$

- para valores de  $\rho_h \leq 0,75 (\tau_{ou}/f_{yd})$  las armaduras van de lado a lado.
- para valores de  $\rho_h > 0,75 (\tau_{ou}/f_{yd})$ , una parte de las armaduras, correspondiente a  $0,75 (\tau_{ou}/f_{yd})$ , va de lado a lado; el resto se corta a  $0,3 \ell$  a partir de la cara interior del apoyo.

Red superior:

$$\rho'_h = \frac{A_{sh}}{b \cdot s_h} \geq \begin{cases} 0,3(0,6 + 15 \frac{\tau_{ou}}{f_{cd}}) \frac{\tau_{ou}}{f_{yd}} \\ 0,3 \frac{\tau_{ou}}{f_{yd}} \end{cases}$$

Además, tanto en la banda inferior como en la superior, se deberá tener una cuantía:

- $\geq 0,002$  para AH 400
- $\geq 0,003$  para AH 215 L

#### 9.1.4.6 Dimensionamiento de las zonas de apoyo

Para la obtención de las reacciones en los apoyos, se considera las vigas de gran canto, como vigas de relación luz/canto normal. En el caso de apoyos extremos de vigas continuas, se aumentaran los valores así obtenidos, en un 10 %.

Si la viga esta engrosada en la zona de apoyo, ya sea parcialmente o en toda su longitud por un elemento horizontal transversal de altura menor que el canto de la viga, la reacción de apoyo no será superior a:

- $0,80 (a + h_f) f_{cd}$  en apoyo extremo
- $1,20 (a + 2 h_f) f_{cd}$  en apoyos intermedios

donde:

$b$  = espesor de la viga de gran canto

$a$  = longitud del apoyo considerado, no mayor de  $1/5$  de la menor de las luces adyacentes al apoyo considerado

$h_f$  = altura del elemento transversal

Si la viga esta rigidizada por elementos transversales verticales de altura igual a su canto, será suficiente comprobar que se satisfacen las condiciones exigidas en 9.1.4.2 y que las tensiones máximas, provocadas por las reacciones de apoyo en estos elementos, no sobrepasen las resistencias de cálculo.

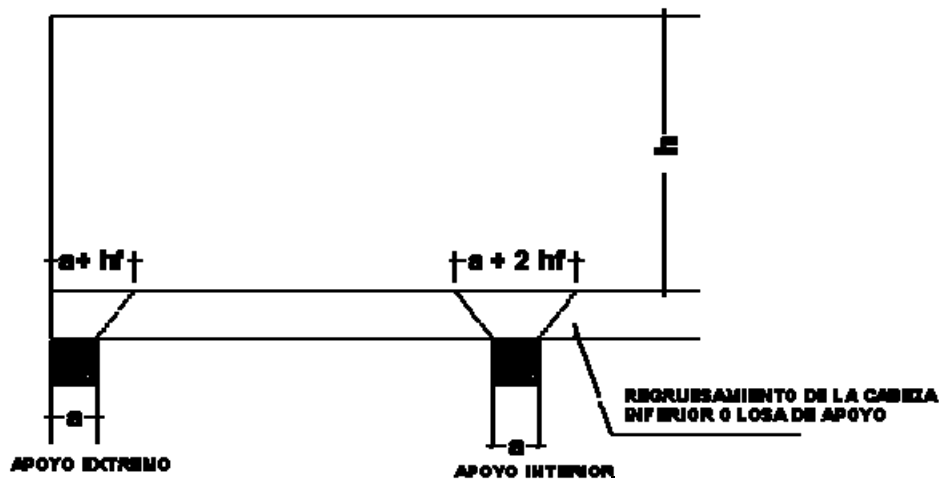


Figura 9.1.4.6

#### 9.1.4.7 Cargas concentradas en la vertical de los apoyos

Si una viga de gran canto esta 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 calculo, será necesario disponer una armadura complementaria de alma, repartida según dos (2) bandas horizontales y susceptible de equilibrar, en cada una de estas bandas, con la resistencia de calculo del acero, un esfuerzo de tracción igual a 0,25 Q.

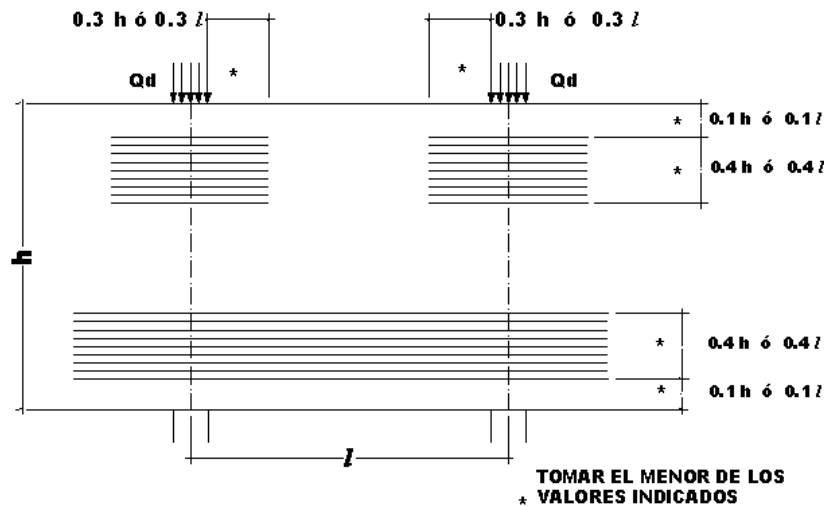
Esta armadura debe estar uniformemente repartida en toda la altura respectiva de cada una de estas bandas, y dispuesta conforme a lo indicado en la figura 9.1.4.7.

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

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

donde:

a = ancho del apoyo considerado



**Figura 9.1.4.7**

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:

$$Q_d \cdot \frac{l - a}{l}; \text{ ó}$$

$$Q_d \cdot \frac{h - a}{h}$$

## 9.1.5 Ménsulas cortas

### 9.1.5.1 Definición

Se definen como ménsulas cortas aquellas cuya distancia “a”, entre la línea de acción de la carga vertical principal y la sección adyacente al pilar, en menor o igual que el canto útil “d”, en dicha sección.

El canto útil  $d_1$ , en la cara exterior de la ménsula, será igual o mayor que 0,5 d (véase figura 9.1.5.2.1).

#### *Comentario*

*Para  $a > d$  la ménsula se considerará como un voladizo corriente.*

### 9.1.5.2 Cálculo de las armaduras

#### 9.1.5.2.1 Esfuerzos

La sección adyacente al pilar (véase figura 9.1.5.2.1), deberá ser calculada para resistir simultáneamente:

- un esfuerzo cortante  $V_d = F_{vd}$

- una tracción horizontal  $N_d = F_{hd} \leq F_{vd}$
- un momento flector  $M_d = F_{vd} \cdot a + F_{hd} (h - d)$

Si existiese la acción horizontal  $F_{hd}$  y no pudiese ser definida con precisión se podrá tomar para la misma un valor  $F_{hd} = 0,2 \cdot F_{vd}$ .

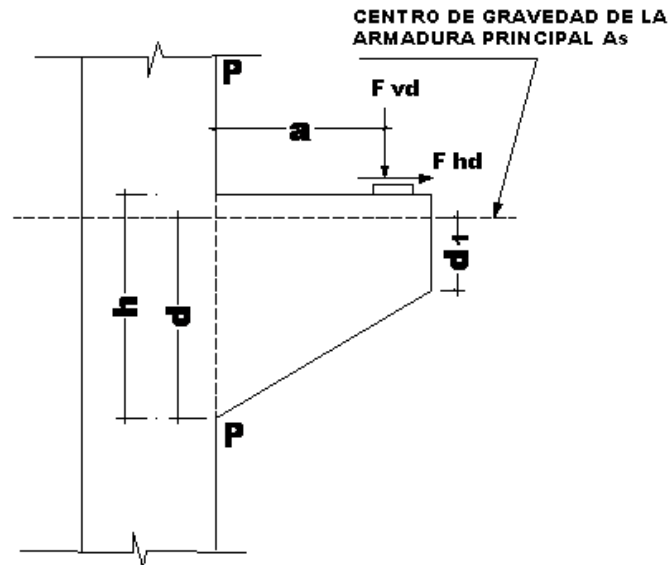


Figura 9.1.5.2.1

#### Comentario

La fuerza de tracción  $F_{hd}$  puede ser debida a acciones indirectas y su cálculo preciso contiene dificultades. Esta es la razón por la que en las prescripciones, se expresa que en aquellos casos en que  $F_{hd}$  no puede ser determinada con precisión, se tome para la misma un valor igual a  $0,2 F_{vd}$ .

#### 9.1.5.2.2 Armadura principal

Se tomará como valor del área de la sección de la armadura principal  $A_s$ , el mayor de los valores siguientes:

- $A_s = A_{sf} + A_{sn}$
- $A_s = (2/3) A_{sv} + A_{sn}$
- $A_s = 0,004 b d$

donde:

$A_{sf}$  = armadura necesaria para resistir el momento flector  $M_d$   
 $A_{sn}$  = armadura necesaria para resistir la tracción horizontal  $N_d$   
 $A_{sv}$  = armadura necesaria para resistir el esfuerzo constante  $V_d$   
 $b$  = ancho de la ménsula en la cara del pilar

##### 9.1.5.2.2.1 Cálculo de $A_{sf}$

Se efectuará de acuerdo con lo establecido en 8.1.

##### 9.1.5.2.2.2 Cálculo de $A_{sn}$

La armadura  $A_{sn}$  necesaria para resistir la tracción horizontal  $N_d$ . Se tomará igual a:

$$A_{sn} = \frac{N_d}{f_{yd}}$$

### 9.1.5.2.2.3 Cálculo de $A_{sv}$

La armadura de cortante  $A_{sv}$ , se calculará aplicando la regla de coseno al plano "P" de unión entre la ménsula y el pilar (véase figura 9.1.5.2.1). Se tendrá así:

$$A_{sv} \geq \frac{V_d}{f_{yd} (\cotg \theta \cdot \text{sen} \alpha + \text{cos} \alpha)}$$

y:

$$\tau_d \leq 0,6 \cdot f_{cd} \text{sen}^2 \theta (\cotg \alpha + \cotg \theta) \quad ; \quad \text{con } \cotg \alpha \leq 0,6$$

donde:

$$\tau_d = \frac{V_d}{b \cdot d} \leq 5 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} \leq 420 \text{ MPa}$$

$\alpha$  = ángulo que forman con el plano "P" las armaduras que atraviesan el mismo (véase figura 9.1.5.5)

$b$  = ancho de la ménsula en la cara del pilar

$\theta$  = ángulo de inclinación sobre el plano "P", de las compresiones oblicuas. El valor de este ángulo se deducirá de las expresiones siguientes:

- $\cotg \theta = 1,4$  si se hormigona la ménsula monolíticamente con el pilar
- $\cotg \theta = 1,0$  si se hormigona la ménsula sobre una junta de vaciado horizontal por debajo de ella, estando el hormigón del pilar ya endurecido
- $\cotg \theta = 0,7$  en otros casos

#### Comentario

*Si se hormigona la ménsula sobre un hormigón ya endurecido, la superficie de este deberá dejarse rugosa. La profundidad de las rugosidades deberá tener un valor comprendido entre 0,5 cm y 1 cm.*

*El valor de  $\cotg \theta = 0,7$  se tomará en aquellos casos en los que el hormigonado de la ménsula se haga con una junta vertical entre esta y el pilar siempre que previamente se hubiese dispuesto adecuadamente la totalidad de la armadura de diseño, señalada por las prescripciones y el cálculo.*

### 9.1.5.2.3 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 distribuirán uniformemente en los 2/3 superiores del canto "d", a medir desde la armadura principal superior.

### 9.1.5.3 Anclaje de las armaduras

Tanto la armadura principal como las armaduras secundarias deberán ser convenientemente ancladas en el pilar y en el extremo de la ménsula.

**Comentario**

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  $\geq \varnothing$ , entre el borde de la zona de apoyo y el comienzo del anclaje:

- Soldando la armadura a una barra transversal de igual diámetro (véase figura 9.1.5.3.a).
- Doblando la armadura en vertical, haciéndola seguir el contorno de la cara exterior de la ménsula. El doblado deberá iniciarse a una distancia del borde exterior de la superficie cargada, igual o superior al diámetro  $\varnothing$  de la barra (véase figura 9.1.5.3.b).
- Doblando la armadura horizontalmente de forma que rodee el área cargada (véase figura 9.1.5.3.c).

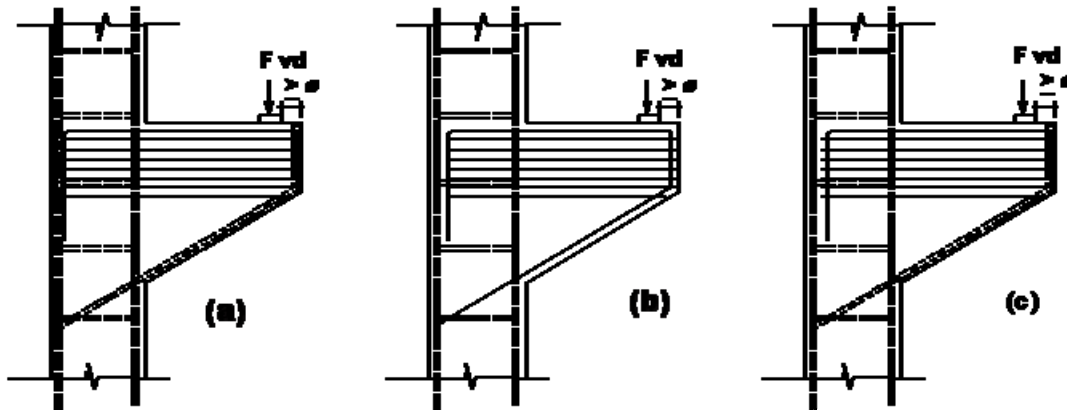


Figura 9.1.5.3

**9.1.5.4 Cargas colgadas**

Si una ménsula corta está sometida a una carga colgada por medio de una viga, deberán estudiarse distintos sistemas de biela-tirante.

En cualquier caso deberá disponerse una armadura horizontal, próxima a la cara superior de la ménsula.

Para el cálculo de las armaduras de suspensión, se tendrá en cuenta lo establecido en 8.2.3.2.3.

**Comentario**

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.
- la armadura principal  $A_s$  y secundaria, se calcularán de acuerdo con lo establecido en 9.1.5.2. 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 correspondiente se considerará el sistema biela-tirante de la figura 9.1.5.4.a. Resulta así:

$$A_s = \frac{0,6 F_{vd}}{f_{yd} \cdot \text{sen} \alpha}$$

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 9.1.5.4.b se observa la disposición de armaduras.

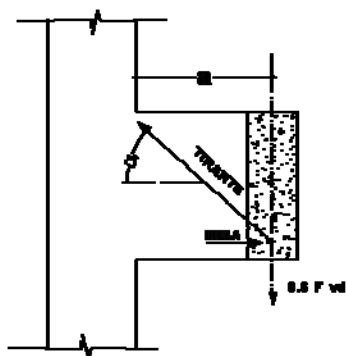


Figura 9.1.5.4.a

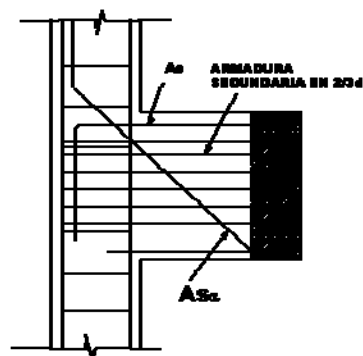


Figura 9.1.5.4.b

## 9.1.6 Casos especiales

### 9.1.6.1 Piezas de trazado curvo o poligonal

En piezas curvas, cuando las armaduras longitudinales, de trazado también curvo, trabajen a tracción junto a paramentos cóncavos (intrados), o a compresión junto a paramentos convexos (extrados), irán envueltas por cercos o estribos normales a ellas (véase figura 9.1.6.1.a) y capaces de soportar las componentes radiales que las mismas producen. Para ello deberán cumplirse las relaciones:

$$A_{st} \cdot f_{td} \geq (s/r) \cdot A_s \cdot f_{yd}$$

$$A_{st} \cdot f_{td} \geq (s'/r') \cdot A'_s \cdot f_{yd,c}$$

donde:

$A_{st}$  = 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, medida en la armadura de tracción

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

$r$  = radio de curvatura de las barras principales del intrados

$r'$  = radio de curvatura de las barras principales del extrados

$A_s$  = sección total de la armadura en tracción

$A'_s$  = sección total de la armadura en compresión

$f_{yd}$  = resistencia de cálculo, en tracción, del acero de la armadura  $A_s$

$f_{yd,c}$  = resistencia de cálculo, en compresión, del acero de la armadura  $A'_s$

En los ángulos de piezas poligonales o análogas y, en general, en los encuentros en ángulos de dos (2) piezas, no se colocará junto al paramento interior barras continuas de tracción dobladas según el trazado 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 (véase figura 9.1.6.1.b). De no adoptarse esta última solución, se dispondrá 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 originando el desgarramiento del hormigón.



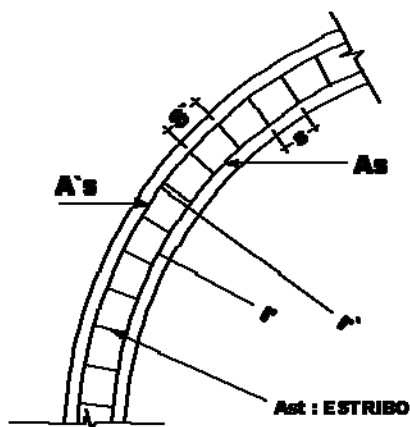


Figura 9.1.6.1.a

**Comentario**

Debe entenderse como  $A_{st}$  la sección eficaz de un cerco o estribo simple, es decir la suma de las secciones correspondientes a las dos ramas.

Como indica la figura 9.1.6.1.b en los encuentros de dos (2) piezas es siempre recomendable achaflanar el ángulo, disponiendo cartelas armadas con barras paralelas al paramento de la cartela y que vayan a anclarse a las caras opuestas.

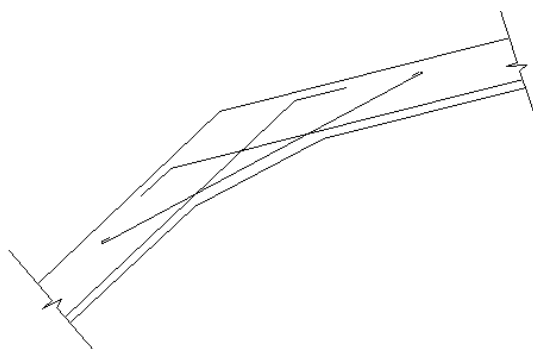


Figura 9.1.6.1.b

**9.1.6.2 Piezas de secciones delgadas**

En las piezas de sección "T", doble "T", cajón, etc., las barras de tracción o de compresión que se coloquen en las alas, se distribuirán con separaciones no mayores a tres (3) 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 queden fuera del espesor del alma.

**Comentario**

En las zonas de momento negativo de las piezas "T" ó análogas, puede producirse una fuerte fisuración de las alas, si estas no se arman convenientemente.

**9.1.6.3 Piezas de canto superior a 60 cm**

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

Esta armadura de piel deberá cumplir además lo especificado en los comentarios de 12.5.3.

**Comentario**

*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 figuración que de no existir armaduras repartidas junto a los paramentos (armaduras de piel) encargadas de distribuirla, se concentraría en una fisura única en el alma, de ancho sensiblemente mayor a la máxima admisible.*

*Para vigas de canto superior a 60 cm y no inferior a la mitad de su luz, consúltese 9.1.4.*

**9.1.6.4 Vigas planas**

Se consideran vigas planas aquellas en las cuales el ancho “b” es superior al canto total “h” y esta comprendida entre “h” y 5 h.

Las vigas planas encuentran su principal aplicación en la construcción de forjados de edificios. En estos casos, deberá tomarse siempre como luz de forjado la distancia entre ejes de vigas y no la luz libre o distancia entre caras de vigas.

Para el cálculo del cortante originado por la acción de los pilares que soportan la viga plana o por las acciones que actúan sobre ella, se seguirá conceptualmente el procedimiento indicado en 9.8.2.2.9.1, para las cimentaciones aisladas del tipo I. Así se tomará como ancho eficaz de la viga, a estos efectos, el valor  $b_w$  dado por la expresión (véase figura 9.1.6.4.a).

$$b_w = (d + h) \leq b$$

siendo “d”, la dimensión del pilar medida paralelamente a la sección transversal de la viga. Como es lógico en ningún caso podrá tomarse para  $b_w$  un valor superior al ancho real “b” de la viga.

En cuanto a la armadura transversal, deberá tomarse en cuenta lo siguiente:

- en el caso de vigas de ancho igual o inferior a 40 cm, podrán disponerse cercos únicos rodeando toda la sección de la pieza (véase figura 9.1.6.4.b).
- cuando el ancho sea superior a 40 cm, habrá que disponer además otro cerco central (véase figura 9.1.6.4.c) o un doble cerco en la forma esquematizada en la figura 9.1.6.4.d.

Esta armadura transversal deberá calcularse para que sea capaz de absorber los esfuerzos cortantes y para que pueda actuar además como armadura de suspensión, respecto a las cargas producidas por las viguetas del forjado.

**Comentario**

*La disposición de cercos exigida para las vigas planas de ancho superior a 40 cm concuerda con lo prescrito en 8.1.7.2 y tiene por objeto lograr que dichos cercos sujeten realmente las barras de las armaduras principales de las vigas.*

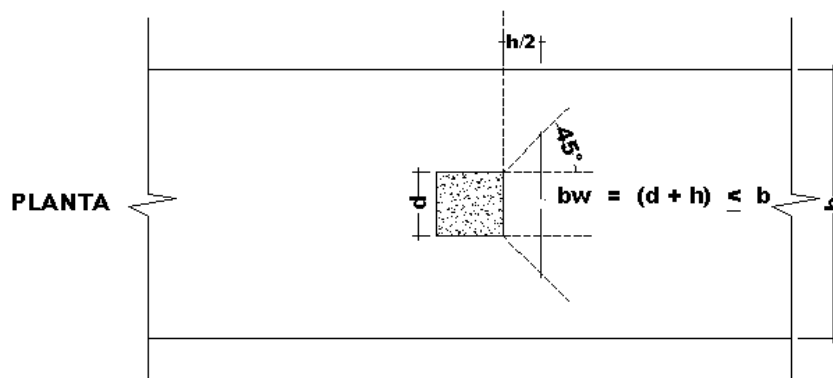


Figura 9.1.6.4.a

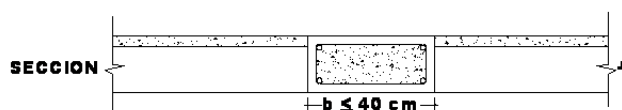


Figura 9.1.6.4.b

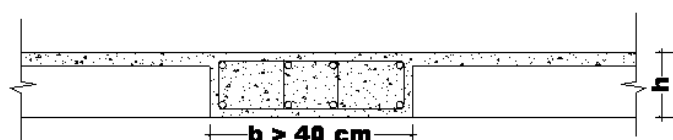


Figura 9.1.6.4.c

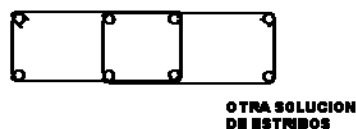


Figura 9.1.6.4.d

### 9.1.6.5 Apoyos indirectos

La unión entre una viga portante y una viga soportada (véase figura 9.1.6.5), constituye un apoyo indirecto; el conjunto se asimila a efectos de cálculo a un sistema en celosía, biela-tirante y, por tanto, la transmisión de las cargas de una viga a otra, exige una armadura de suspensión que proporcione en la zona comprimida la componente vertical de las bielas comprimidas que parten de la cabeza inferior de la viga portante.

La armadura de suspensión deberá ser capaz de resistir la reacción mutua total del apoyo. Si los paramentos superiores de las dos (2) vigas se encuentran enrasados al mismo nivel y si el canto total  $h_1$ , de la viga soportada, es menor que el  $h_2$  de la portante, la armadura podrá reducirse en la relación  $h_1/h_2$ .

Dicha armadura de suspensión deberá estar constituida preferentemente por estribos que rodeen a la armadura principal de la viga portante.

Si las cargas son elevadas y es necesario disponer un gran número de estribos, éstos pueden distribuirse también por fuera del volumen común de las dos piezas ocupando toda la zona que aparece rayada en la figura 9.1.6.5.d.

La armadura principal de la viga soportada debe pasar por encima de la correspondiente de la viga portante.

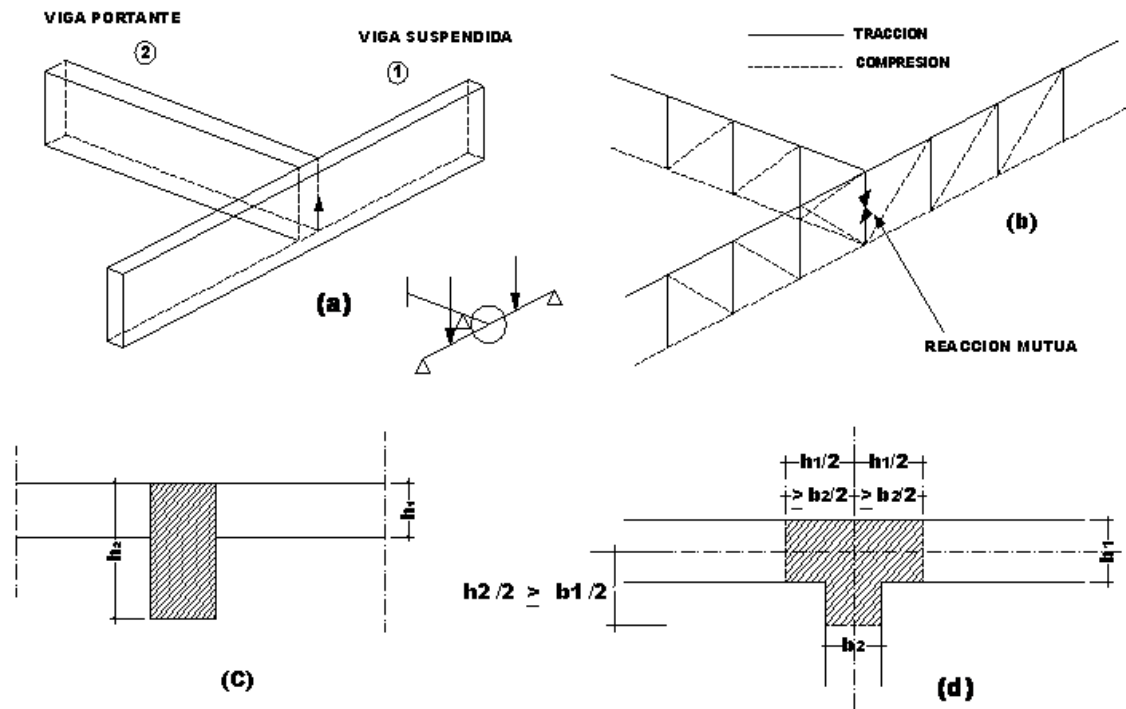


Figura 9.1.6.5

## 9.2 Pilares

Los pilares se calcularán de acuerdo con lo dispuesto en 8.1 a partir de los valores de cálculo de las resistencias de los materiales (véanse 5.1 y 5.2) y de los valores mayorados de las cargas y demás acciones (véanse 7.1, y 7.3).

Cuando la esbeltez del pilar sea apreciable, se comprobarán las condiciones de pandeo (véase 8.3).

Si existe esfuerzo cortante y/o torsión, se calculará la pieza frente a dichos esfuerzos con arreglo a lo especificado en 8.2.

Mientras no se indique lo contrario, las especificaciones dadas para los elementos sometidos a compresión, armados con estribos, tienen validez para los elementos a compresión zunchados.

Cuando alguna de las armaduras principales sea susceptible de trabajar en tracción, se comprobarán las condiciones de adherencia (véase 12.3), así como las de figuración de la pieza (véase 8.4).

La disposición de armaduras se ajustará a lo prescrito en 8.1.7 y en el capítulo 12. Se tendrá en cuenta también lo indicado en 8.1.7.3 respecto a cuantías geométricas mínimas de armaduras.

### Comentario

*Debe tenerse en cuenta lo indicado en el segundo párrafo del comentario 9.1.1. Se recuerda que antes de iniciar los cálculos deberán realizarse las comprobaciones especificadas en 3.5 (valor mínimo de la resistencia del hormigón) y 5.1.3 (resistencia*

mínima del hormigón en función de la del acero) y se llama la atención sobre la limitación  $f_{y,c,d} \leq 4\ 200\ \text{kg/cm}^2 = 420\ \text{MPa}$  (comentario al 5.2.2); así como sobre el último párrafo de 5.1.2, especialmente aplicables al caso de pilares.

A efectos de cálculo, se tiene que diferenciar entre los elementos lineales que trabajan a compresión (pilares) y elementos en forma de placas sometidos a compresión. Estos últimos se calcularán de acuerdo con lo especificado en 9.4.

En pilares de sección rectangular, la dimensión mínima no será inferior a 20 cm.

En los pilares que formen parte de pórticos de edificación ejecutados en obra, su dimensión mínima no podrá ser inferior a 25 cm.

En pilares con sección compuesta en forma de I, T, L, el espesor del alma y de las alas no será menor que 15 cm.

En secciones huecas, el espesor de la pared no será inferior a 10 cm.

Las paredes que conforman una sección hueca deben ser calculadas como muros, de acuerdo con 9.3, cuando la longitud de cada parte componente sea superior a diez (10) veces el espesor de las mismas.

## 9.3 Muros

### 9.3.1 Generalidades

Se trata aquí de las piezas prismáticas verticales de sección horizontal rectangular, cuya anchura es igual o inferior a 1/5 de su longitud y que están sometidas a cargas verticales y/o a fuerzas horizontales que actúan en el plano medio del muro.

Se supone que las uniones a nivel de cada piso son suficientemente resistentes para transmitir a estos, con seguridad los esfuerzos.

Los esfuerzos que actúan en la superficie media de un muro pueden determinarse mediante cálculo lineal, plástico, o no lineal. El cálculo lineal puede, en general, efectuarse partiendo de las secciones brutas y adoptando como coeficiente de Poisson, un valor comprendido entre 0 y 0,2. Dicho cálculo es válido para los estados límites tanto de utilización como últimos. El cálculo plástico sólo puede hacerse aplicando métodos especiales.

#### Comentario

A efectos del presente código, los muros son elementos estructurales sometidos predominantemente a esfuerzos de compresión, distinguiéndose:

- Muros portantes con cargas verticales; por ejemplo, cargas de losas, etc. Las pantallas verticales utilizadas para la transmisión de cargas horizontales, originadas principalmente por efectos de viento, son denominadas también muros portantes.

*El efecto de la concentración y distribución de tensiones originadas por la existencia de vanos u orificios en muros portantes, deberá ser cuidadosamente estudiado con arreglo a los principios del análisis estructural.*

- Muros de rigidez o arriostramiento, son aquellos que coartan el pandeo de muros portantes. Un muro portante, puede actuar también como muro de rigidez.
- Muros no portantes son aquellos que, en principio, están cargados sólo por su peso propio. Sin embargo, pueden transmitir, también a otros elementos las cargas de viento que inciden sobre su superficie, por ejemplo a muros portantes.

*Cuando las relaciones luz/espesor y altura/espesor del muro sean grandes; puede resultar necesario considerar las distorsiones producidas en la superficie media, que darán lugar a efectos de segundo orden.*

### 9.3.2 Rigidez de los muros portantes

Se debe distinguir entre muros asegurados en dos (2), tres (3) o cuatro (4) lados, de acuerdo al número de bordes restringidos contra desplazamientos; entendiéndose por bordes restringidos aquellos que se encuentran unidos a losas, muros de rigidez o a otros elementos adecuadamente rígidos para proveer tal restricción.

Los muros de rigidez deben tener una longitud mínima de 1/5 de la altura del piso.

### 9.3.3 Principios para la verificación de la seguridad contra pandeo

Para el cálculo del pandeo son válidas las prescripciones dadas con carácter general en 8.3.

#### 9.3.3.1 Excentricidad de las cargas

La excentricidad de las cargas producidas sobre muros internos por losas situadas a ambos lados de un muro pero rígidamente unidas, no necesita, en general, ser tomada en cuenta.

En muros que reciben cargas de losas por un solo lado, se debe considerar una distribución triangular de tensiones, bajo la superficie de apoyo, en la parte superior del muro, a menos que se asegure por medios adecuados, una transmisión céntrica de las cargas.

##### **Comentario**

*En la base de un muro que no esté unido rígidamente a las losas, puede suponerse un apoyo articulado dispuesto céntricamente bajo el muro.*

*Para la distribución de presiones, el ancho efectivo del muro suele limitarse al valor del canto total de la losa apoyada.*

#### 9.3.3.2 Longitud efectiva de pandeo

La longitud efectiva de pandeo  $\ell_0$  debe ser determinada en función de la rigidez prevista de cada uno de los vínculos de borde y de las relaciones del muro.

### 9.3.4 Disposiciones relativas a las armaduras

#### 9.3.4.1 Armadura vertical

El área de las armaduras verticales debe estar comprendida entre el 4 por mil y el 4 % de  $A_c$ .

Deberán tenerse en cuenta, además, las limitaciones para cuantías geométricas mínimas prescritas en 8.1.7.3.

Estas armaduras deben repartirse, en general, la mitad en cada cara. Pueden disponerse, también en una sola capa central.

El espaciamiento entre dos (2) barras verticales próximas no debe sobrepasar el doble del espesor del muro, ni los 30 cm.

#### 9.3.4.2 Armadura horizontal

Debe disponerse una armadura horizontal, paralela a las caras del muro y colocada entre la armadura vertical y el paramento más próximo. Su cuantía será, al menos, igual al 50 % de la correspondiente a la armadura vertical.

La separación entre dos (2) barras horizontales próximas no será superior a 30 cm. Su diámetro no será superior a la cuarta parte del correspondiente a las barras verticales.

##### **Comentario**

*La armadura necesaria para controlar la fisuración se dispondrá de acuerdo con lo prescrito en 8.4.*

### 9.3.4.3 Armadura transversal, eventual

Si el área de la armadura vertical resistente a compresión excede del 2 % de  $A_c$ , se aplicará lo prescrito en 8.1.7.2.

#### Comentario

*En muros o pantallas sometidos a compresión dominante, es conveniente sujetar con estribos una de cada dos (2) barras, alternándolas tanto vertical como horizontalmente.*

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

## 9.4 Placas o losas

### 9.4.1 Generalidades

Además de los métodos de cálculo que a continuación se prescriben para los tipos de placas más frecuentemente utilizadas, se admite también aplicar la teoría de las líneas de rotura en aquellos casos en 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 (2) condiciones siguientes:

- a) Una viga, si el ancho  $l_x$  de la placa es igual o menor que la mitad de su luz.
- b) Una placa rectangular sustentada en su contorno, supuesto los bordes libres como simplemente apoyados, si el ancho  $l_x$  de la placa es mayor que la mitad de su luz  $l_y$ . En este caso, y a los efectos de aplicación de 9.4.3, se supondrá siempre que la relación  $l_x/l_y$ , entre lados de la placa, es superior a 2.5.

En este caso y a los efectos de aplicación de 9.4.3, se supondrá siempre que la relación  $l_x/l_y$ , entre lados de la placa, es superior a 2.5.

#### Comentario

*El cálculo de las placas o losas 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*
- *rígidez de los apoyos*
- *acción de las vigas de borde, si las hay*

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

*Conviene señalar que para los cálculos en régimen plástico y en particular si se utiliza la teoría de las líneas de rotura, debe prestarse especial atención a las solicitaciones de esfuerzo cortante y punzonamiento, puesto que dicha teoría no las tiene en cuenta en sus hipótesis de partida.*

*Debe recordarse que siendo un cálculo en agotamiento, es preciso efectuar, además, en todos los casos, las oportunas comprobaciones relativas a figuración y deformaciones en estado de servicio.*

*Con respecto a los espesores mínimos, para los casos normales pueden adoptarse los siguientes:*

- *5 cm; si no existen cargas concentradas; por ejemplo, placas para cubiertas no accesibles*
- *7 cm; si las acciones preponderantes son distribuidas o estáticas*
- *10 cm; si una parte moderada de las acciones es concentrada y dinámica; por ejemplo, placas accesibles a vehículos de turismo*
- *12 cm; si una parte importante de las acciones es concentrada y dinámica; por ejemplo, placas accesibles a vehículos pesados*
- *15 cm; placas sobre apoyos puntuales*

## 9.4.2 Placas sustentadas en dos (2) bordes paralelos

### 9.4.2.1 Generalidades

Se trata aquí de las placas rectangulares planas, de espesor constante, sustentadas en dos (2) 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 9.4.2.2 a 9.4.2.4. 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 (2) casos de carga, estudiados independientemente.

Deberá tenerse en cuenta, además, lo indicado en 8.1.7.3, respecto a cuantías geométricas mínimas de armaduras.

#### Comentario

*Las prescripciones incluidas en 9.4.2.2 y 9.4.2.4 constituyen un procedimiento sencillo para el dimensionamiento de estas placas. Su aplicación resulta cómoda en los casos ordinarios y conduce a resultados que quedan del lado de la seguridad.*

*Dichas prescripciones en general, han sido deducidas teniendo en cuenta el comportamiento elástico de los materiales.*

### 9.4.2.2 Placas, sustentadas en dos (2) bordes paralelos, sometidas a carga uniformemente repartida

En el caso de cargas uniformemente repartidas, el cálculo de la placa se realizará asimilándola a:

- a) Una viga, si la anchura  $\ell_x$  de la placa es igual o menor que la mitad de su luz.
- b) Una placa rectangular sustentada en su contorno, supuesto los bordes libres como simplemente apoyados, si el ancho  $\ell_x$  de la placa es mayor que la mitad de su luz  $\ell_y$ . En este caso, y a los efectos de aplicación de 9.4.3, se supondrá siempre que la relación  $\ell_x/\ell_y$ , entre lados de la placa, es superior a 2.5.

En este caso, y a los efectos de aplicación de 9.4.3, se supondrá siempre que la relación  $\ell_x/\ell_y$ , entre lados de la placa, es superior a 2.5.

En el caso b), esta prescripción se cumple, automáticamente, al utilizar la tabla 9.4.3.2.

#### Comentario

*La asimilación a placa rectangular sustentada en su contorno, que se establece en el caso b) debe entenderse válida tan sólo a efectos de determinación de momentos y disposición de armaduras.*

### 9.4.2.3 Placas, sustentadas en dos (2) bordes paralelos, sometidas a carga 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 eficaz de placa, cuya anchura  $b_e$ , denominada ancho eficaz, se determinará de acuerdo con 9.4.2.4.

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  $b_e$  (véase figura 9.4.2.3). 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:



$$\text{Si } \ell_x \leq 3 \ell_y; \quad M_{ty} = \frac{M_{\ell y}}{1 + \frac{4b}{\ell_x}} \geq 0,1M_\ell$$

$$\text{Si } \ell_x \leq 3 \ell_y; \quad M_{ty} = \frac{M_{\ell y}}{1 + \frac{4b}{\ell_y}} \geq 0,1M_\ell$$

donde (véase figura 9.4.2.3):

$\ell_x$  = longitud del borde sustentado

$\ell_y$  = longitud del borde libre

$b$  = dimensión paralela al borde sustentado de la zona de actuación de la carga

$M_{ty}$  = momento transversal, por metro, a una distancia "y" del borde apoyado

$M_{\ell y}$  = momento longitudinal, por metro, a una distancia "y" del borde apoyado

$M_\ell$  = momento longitudinal en la sección en que actúa la carga (valor máximo de  $M_{\ell y}$ )

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 % 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 y satisfacer la condición de cuantía mínima exigida en 8.1.7.3.

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.

#### **Comentario**

*El procedimiento de cálculo que se indica en las prescripciones, 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 (véase 8.2.10).*

*Si la banda eficaz alcanza el borde libre de la placa y dicho borde es mayor que el sustentado, la malla de armaduras superiores deberá extenderse a la totalidad de la placa, de acuerdo con el segundo párrafo de las prescripciones.*

*Las armaduras indicadas para las bandas adyacentes a la banda eficaz son apropiadas cuando el ancho de tales bandas no supera el cuarto de la luz de la placa; las zonas que queden por fuera de los límites correspondientes al 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.*

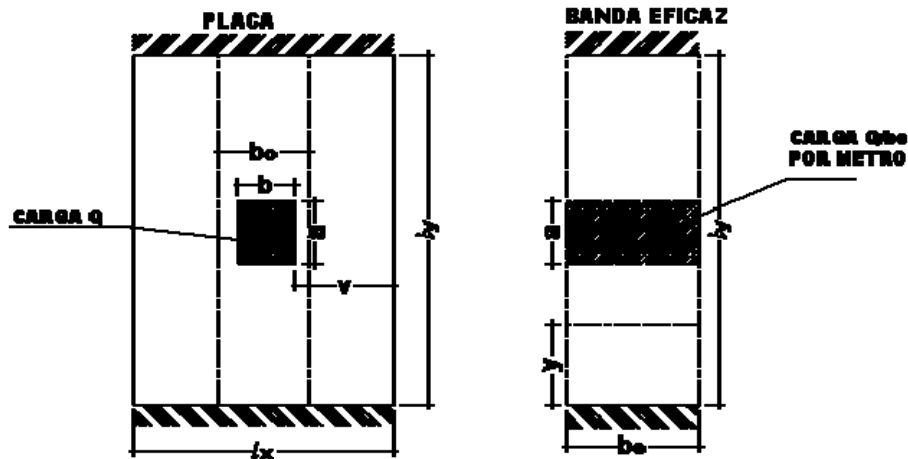


Figura 9.4.2.3

#### 9.4.2.4 Determinación del ancho eficaz

El ancho eficaz  $b_e$ , es función de las siguientes variables (véase figura 9.4.2.4).

- $l_x$  = 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, de valor:
  - $k = 1$ , cuando existe articulación en los dos (2) apoyos
  - $k = 1/2$ , cuando existe empotramiento en los dos (2) apoyos
  - $k = 2/3$ , en los casos intermedios

El valor de  $b_e$ , se determinará teniendo en cuenta que deberá ser siempre  $b_e \geq b$ .

**Primer caso:** La carga actúa en el centro de la luz libre de la placa y además:

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

$$b_e = \frac{b + K l_y}{l_x + K l_y} l_x; \text{ cuando } l_x \leq 3K l_y$$

$$b_e = \frac{3}{4}(b + K l_x); \text{ cuando } l_x > 3K l_y$$

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

- el correspondiente del caso a) anterior.
- el que corresponda de los dos (2) siguientes:

$$b_e = \frac{3b + K l_y}{3l_x + K l_y} l_x + v; \text{ cuando } l_x \leq K l_y$$

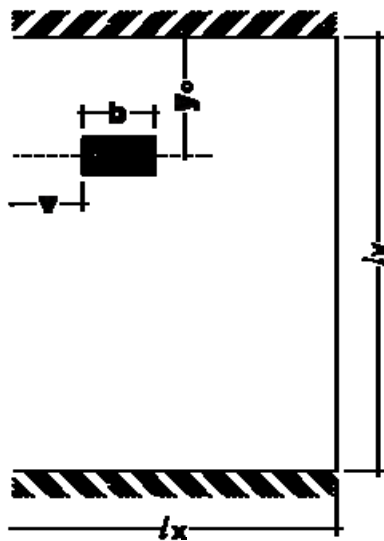
**Segundo caso:** La carga no actúa en el centro de la luz libre de la placa.

Denominando  $b_{e1}$ , el ancho eficaz que correspondería al caso anterior, el ancho eficaz para este segundo caso vale:

$$b_e = b_{e1} - (b_{e1} - b) \left[ 1 - 2 \cdot \frac{Y_c}{\ell_y} \right]^2$$

donde:

$Y_c$  = distancia del centro teórico de aplicación de la carga al borde sustentado más próximo (véase figura 9.4.2.4)



**Figura 9.4.2.4**

#### **Comentario**

En el segundo caso citado en las prescripciones, el ancho eficaz  $b_e$  ha sido deducida por interpolación parabólica entre los valores  $b_e = b_{e1}$  (carga actuando en el centro de la luz) y  $b_e = b$  (carga actuando en el apoyo).

### **9.4.3 Placas sustentadas en su contorno**

#### **9.4.3.1 Generalidades**

Se trata aquí de las placas o losas rectangulares, planas, de espesor constante, sustentadas en sus cuatro (4) 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  $\ell/40$ , 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, podrá aplicarse, a falta de estudios más completos, las prescripciones de 9.4.3.2 a 9.4.3.4.

**Comentario**

*Las prescripciones incluidas en 9.4.3.2 a 9.4.3.4, tienen el mismo carácter indicado en 9.4.2.1 a 9.4.2.4.*

**9.4.3.2 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 9.4.3.2, 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 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 indistintamente unos momentos, positivos o negativos, de magnitud igual a la tercera parte del valor del momento correspondiente a la sección central perpendicular a dichos lados.
- c) En todo borde simplemente apoyado y siempre que no se trate del caso b) anterior, se considerará que puede aparecer un momento negativo, de valor igual al mayor de los que a continuación se indican, tomados en valor absoluto:
  - la mitad del momento correspondiente a la sección central paralela al borde considerado.
  - la tercera parte del momento correspondiente a la sección central perpendicular al borde considerado.

**Tabla 9.4.3.2 - Momentos flectores, por unidad de longitud, en placas sustentadas en su contorno**

			1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	2,5	>2,5
	$M_{cy} = 0,001 q/y^2$	x	44	59	73	84	93	100	110	110	112	125
	$M_{cx} = 0,001 q/y^2$	x	44	45	44	41	39	37	35	33	32	25
	$M_{cy} = 0,001 q/y^2$	x	21	28	34	37	40	41	41	42	42	42
	$M_{cx} = 0,001 q/y^2$	x	21	20	18	16	13	12	11	10	10	8
	$M_{by} = -0,001 q/y^2$	x	52	64	73	79	82	83	83	83	83	83
	$M_{bx} = -0,001 q/y^2$	x	52	56	57	57	57	57	57	57	57	57
	$M_{cy} = 0,001 q/y^2$	x	28	38	45	51	55	58	59	61	61	63
	$M_{cx} = 0,001 q/y^2$	x	28	28	26	23	22	19	17	16	16	13
	$M_{by} = -0,001 q/y^2$	x	68	85	98	107	113	118	120	122	122	125
	$M_{bx} = 0,001 q/y^2$	x	68	74	77	78	78	79	79	79	79	79
	$M_{cy} = 0,001 q/y^2$	x	22	34	49	62	74	85	93	100	103	125
	$M_{cx} = 0,001 q/y^2$	x	32	37	40	41	41	39	37	35	35	25
	$M_{bx} = -0,001 q/y^2$	x	70	87	100	109	115	119	121	123	123	125
	$M_{cy} = 0,001 q/y^2$	x	32	36	39	41	42	42	42	42	42	42
	$M_{cx} = 0,001 q/y^2$	x	22	18	15	13	11	10	9	9	9	8
	$M_{by} = -0,001 q/y^2$	x	70	77	81	83	84	84	83	83	83	83
	$M_{cy} = 0,001 q/y^2$	x	32	45	60	72	83	92	99	105	105	125
	$M_{cx} = 0,001 q/y^2$	x	22	41	42	41	40	38	36	34	34	25
	$M_{bx} = -0,001 q/y^2$	x	70	99	109	115	119	122	123	124	124	125
	$M_{cy} = 0,001 q/y^2$	x	31	45	51	55	58	60	60	61	61	63
	$M_{cx} = 0,001 q/y^2$	x	37	28	25	22	20	18	17	16	16	13
	$M_{by} = -0,001 q/y^2$	x	84	98	108	114	119	121	122	123	123	125
	$M_{cy} = 0,001 q/y^2$	x	21	31	40	46	51	55	57	59	59	63
	$M_{cx} = 0,001 q/y^2$	x	26	28	27	25	22	21	20	19	19	13
	$M_{by} = -0,001 q/y^2$	x	55	74	89	99	106	114	117	119	119	125
	$M_{bx} = -0,001 q/y^2$	x	60	69	74	77	78	78	78	78	78	79
	$M_{cy} = 0,001 q/y^2$	x	26	32	36	39	40	41	42	42	42	42
	$M_{cx} = 0,001 q/y^2$	x	21	19	17	14	12	11	10	10	10	8
	$M_{by} = -0,001 q/y^2$	x	60	71	77	80	83	83	83	83	83	83
	$M_{bx} = -0,001 q/y^2$	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 sección central paralela a  $\ell_x$ , para la pieza flectando en la dirección y  
 $M_{cx}$  = momento positivo, por unidad de longitud, en la sección central paralela a  $\ell_y$ , para la pieza flectando en la dirección x  
 $M_{by}$  = momento negativo, por unidad de longitud, en los bordes  $\ell_x$  para la pieza flectando en la dirección y  
 $M_{bx}$  = momento negativo, por unidad de longitud en los bordes  $\ell_y$  para la pieza flectando en la dirección x  
 $q$  = carga uniforme por  $m^2$

**Comentario**

Quando la relación entre los lados de la placa, está comprendida entre 1 y 2,5, se presentan flexiones de magnitudes más o menos comparables, en las dos (2) direcciones perpendiculares. En cambio, cuando el valor de esta relación es superior a 2,5, la forma de sustentación de los lados menores influye muy poco en el comportamiento de la placa, la cual presenta ahora una flexión dominante, en la dirección de la menor luz, lo que equivale a decir que funciona como una placa sustentada en dos (2) bordes paralelos.

Lo especificado en el punto c) de las prescripciones, cubre el riesgo de que se produzca un empotramiento parcial en los bordes simplemente apoyados de la placa.

### 9.4.3.3 Disposición de las armaduras

Para absorber tanto los momentos positivos como los negativos, se podrán disponer armaduras con arreglo a lo indicado en la figura 9.4.3.3.

Se tendrán en cuenta, además, las especificaciones siguientes:

- a) En las placas con dos (2) 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 suplementaran 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 (2) mallas ortogonales iguales, colocadas una en la cara superior y otra en la cara inferior; debiendo ser la cuantía de las barras de cada una de estas mallas, en cada dirección, igual o superior al 75 % de la armadura necesaria para resistir el mayor de los momentos principales de la placa, deducidos de acuerdo con las prescripciones de 9.4.3.2.

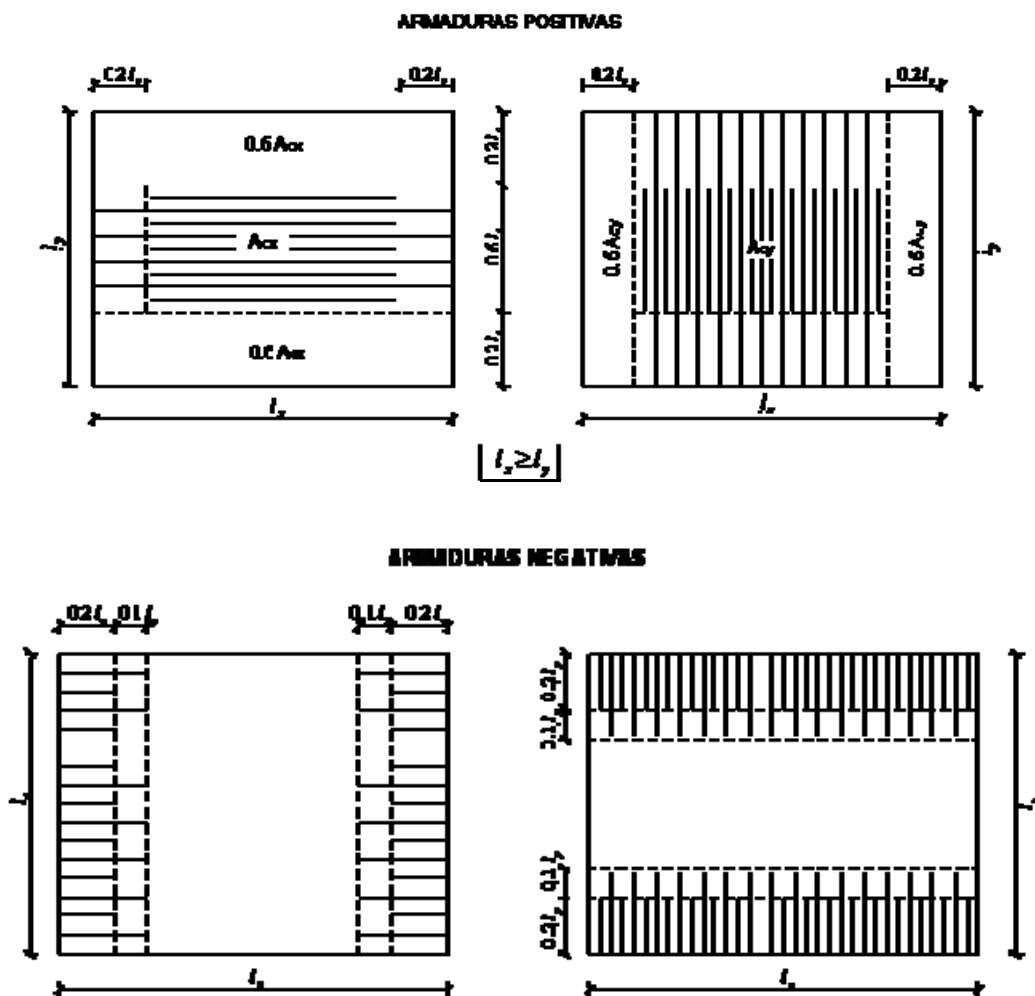


Figura 9.4.3.3

- b) Cuando sea de aplicación el punto b) de 9.4.3.2, las armaduras correspondientes se dispondrán, a partir de cada lado menor simplemente apoyado, con una longitud igual a:

- para las armaduras positivas, la mitad del lado menor de la placa

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

#### Comentario

La longitud de las armaduras principales negativas viene especificada en la figura 9.4.3.3. En cuanto a las positivas es conveniente que lleguen al borde de la placa, aunque algunas pueden interrumpirse antes, en la medida en que lo permita la ley de momentos flectores correspondiente.

En este tipo de placas, las esquinas formadas por dos bordes adyacentes simplemente apoyados, tienden a levantarse con alabeo por efecto de la carga. Si la esquina esta anclada, lo que es recomendable para asegurar la continuidad del apoyo, las torsiones que en ella se producen pueden ser mas importantes que si no lo esta. En uno y otro caso, la armadura definida en el punto a) de las prescripciones, resulta, en general, suficiente para absorber los esfuerzos engendrados y evitar la fisuración.

#### 9.4.3.4 Reacciones en los apoyos

Los valores que deben considerarse para las reacciones a lo largo de los bordes de apoyo de las placas rectangulares pueden determinarse, para el caso de carga uniformemente repartida, suponiendo que dicha carga se reparte hacia los apoyos según áreas de influencia triangulares y/o trapeziales (véase figura 9.4.3.4). El efecto del tipo de restricción de los apoyos será considerado asumiendo que, en las esquinas a las que concurren bordes de un mismo tipo, la delimitación de áreas se hace a  $45^\circ$ ; mientras que, en las esquinas donde concurren un borde empotrado y otro apoyado la delimitación es a  $60^\circ$  y  $30^\circ$ , respectivamente.

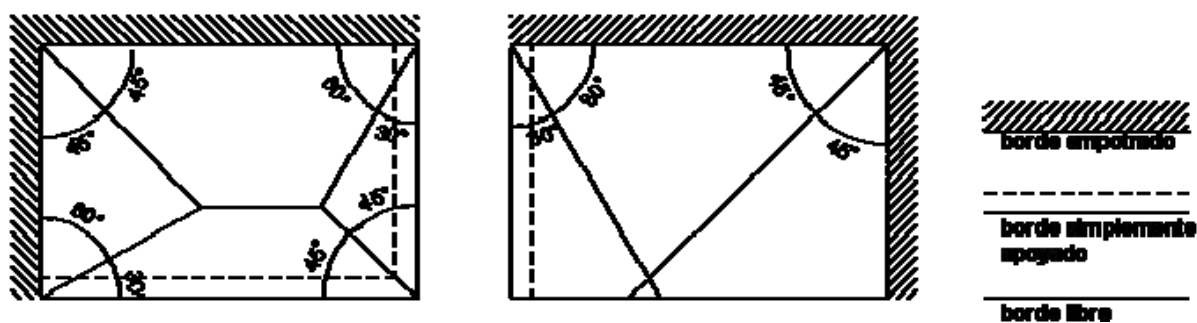


Figura 9.4.3.4

#### Comentario

A efectos de cálculo, la distribución de reacciones establecida en las prescripciones, constituye una simplificación, que proporciona resultados suficientemente aproximados a los reales

#### 9.4.4 Placas aligeradas

Se trata aquí, de placas constituidas por nervios unidos monolíticamente a una losa de compresión.

Se distinguen dos (2) tipos de placas aligeradas: las que llevan nervios de rigidización, en dos (2) o más direcciones, constituyendo una retícula y las que poseen nervios paralelos y en una sola dirección. A estas últimas se las suele designar con el nombre de placas nervadas y a las primeras con el de placas aligeradas reticulares, o simplemente aligeradas.

Para ambos tipos de placas aligeradas, es de aplicación lo indicado en 9.4.2 o 9.4.3, según corresponda en función del tipo de sustentación. Además, se tendrá en cuenta lo que para ellas, específicamente, se prescribe en 9.4.5.

Los valores mínimos de las dimensiones, vienen impuestos por las razones indicadas en 9.4.1. Además, dependen del tipo de placa; es decir, según sea aligerada o nervada.

El cálculo de las solicitaciones, se realizara de acuerdo con lo indicado para las placas macizas. En el dimensionamiento a momentos flectores positivos, se tomará en cuenta la contribución de una armadura eficaz de la losa de compresión, según 9.1.2.

Si la separación entre nervios excede de 1 m, se dispondrán armaduras de acuerdo con lo indicado en 8.2.3.3.

#### **Comentario**

*Los casetones de aligeramiento de las placas, pueden formarse elementos de encofrados perdidos o recuperables. En general, los elementos de encofrados perdidos, se consideran como no resistentes.*

*Véase también 9.9.10.4.*

### **9.4.5 Placas sobre apoyos aislados**

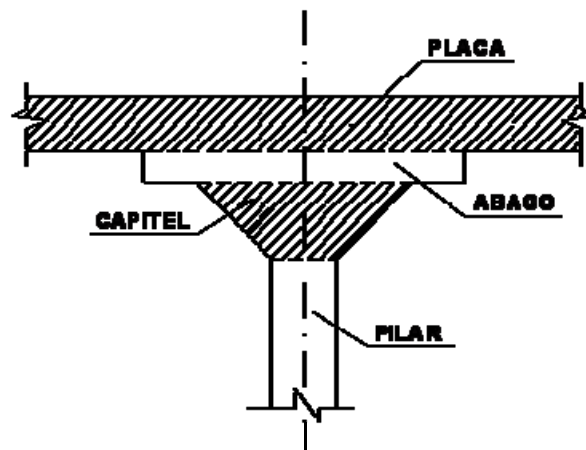
#### **9.4.5.1 Campo de aplicación**

Se trata aquí de placas macizas de canto constante o ligeramente variable, o las aligeradas con nervios en dos (2) direcciones perpendiculares, que no poseen, en general, vigas para transmitir las cargas a los apoyos y descansan directamente sobre pilares de hormigón armado (apoyos puntuales, con o sin capitel).

#### **9.4.5.2 Definiciones**

Capitel: ensanchamiento del extremo superior de un pilar, que sirve de unión entre este y la placa. Puede no existir.

Ábaco: zona de la placa alrededor de un pilar o de su capitel, que se resalta, o si se trata de placa aligerada, se maciza con o sin 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 (véase figura 9.4.5.2.a).



**Figura 9.4.5.2.a**

Recuadro: zona rectangular de placa, limitada por los ejes que unen los centros de cuatro (4) pilares contiguos. Para una dirección dada puede ser interior o exterior (véase figura 9.4.5.2.b).

Recuadro interior: aquél que, en la dirección considerada, queda situado entre dos (2) recuadros.



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

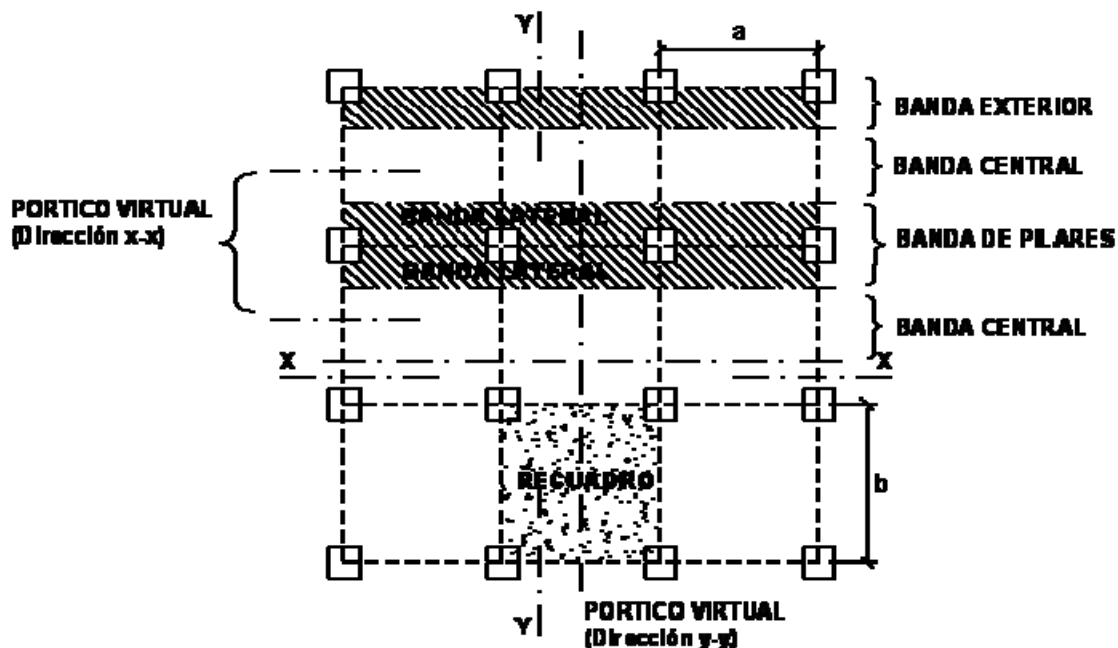


Figura 9.4.5.2.b

Luz: distancia entre dos (2) ejes paralelos y consecutivos de pilares. También se llama así, 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 (véase figura 9.4.5.2.b). Se distinguen:

- banda central: comprende la mitad central del recuadro (o fila de recuadros), excepto en el caso indicado en el caso 2) de 9.4.5.4, para cuando la relación entre la longitud " $a$ " y el ancho " $b$ " de los recuadros sea superior a  $4/3$ .
- banda lateral: es la situada lateralmente en el recuadro (o fila de recuadros) y de ancho igual a  $1/4$  de la luz del vano perpendicular a la banda, excepto en el caso indicado el caso 2) de 9.4.5.4, para cuando la relación entre la longitud " $a$ " y el ancho " $b$ " de los recuadros sea superior a  $4/3$ .

Banda de pilares: la formada por dos (2) bandas laterales contiguas, situadas a ambos lados de la línea que une los centros de una fila de pilares.

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

Pórtico virtual: elemento estructural ideal que se adopta para el cálculo de la placa según una dirección dada. Esta constituido por una fila de pilares y vigas de sección igual a la de la zona de placa limitada lateralmente por la línea media de los recuadros adyacentes a la fila de pilares considerada, es decir, que dicha zona comprende una banda de pilares y dos (2) semibandas centrales, una a cada lado (véase figura 9.4.5.2.b).

**Comentario**

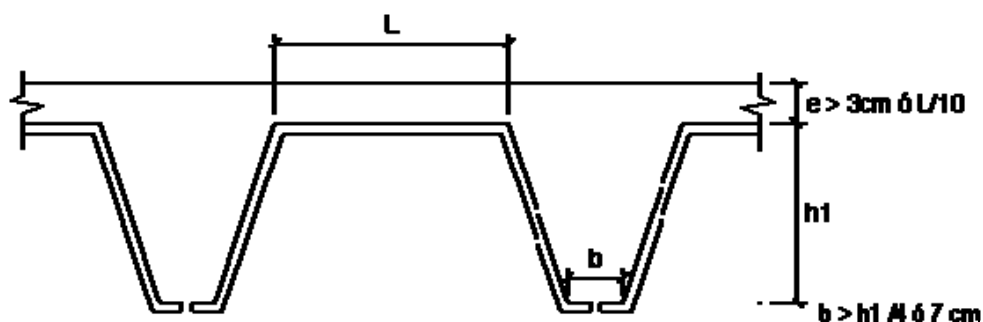
El uso del termino "capitel" aplicado al caso de la placa y pilar, esta totalmente generalizado. Al adoptar dicho termino, resulta establecida una cierta analogía, en cuanto a nomenclatura, entre el actual pilar y la columna clásica.

Ello justifica la adopción del termino "ábaco" para designar la zona de placa engrosada alrededor del capitel, como generalización del significado de "ábaco", elemento que corona el capitel en la arquitectura clásica.

**9.4.5.3 Disposiciones relativas a las dimensiones de los distintos elementos**

- Pilar: la menor dimensión de la sección transversal del pilar, no deberá ser inferior a 25 cm.
- Si existen nervios, su ancho no será inferior a 7 cm, ni a la cuarta parte del canto de la placa, medido sin tener en cuenta la capa de compresión.
- En las placas aligeradas con bloques aligerantes permanentes, la capa de compresión no será inferior a 3 cm.

Si se utilizan moldes recuperables, el espesor de la capa de compresión, no deberá ser inferior a 3 cm. ni al décimo de luz libre entre paramentos laterales de los nervios (véase figura 9.4.5.3).



**Figura 9.4.5.3**

- Como relaciones canto/luz, se utilizarán, como mínimo, las siguientes:

- placas macizas, con ábacos que cumplan las condiciones de 9.4.5.4.d	1/35
- placas macizas sin ábacos .....	1/32
- placas aligeradas .....	1/28

**Comentario**

Las limitaciones prescritas para las dimensiones de los distintos elementos, son las que aconseja la experiencia sobre este tipo de placas.

El cumplimiento de dichas prescripciones, permite al proyectista utilizar el método simplificado de cálculo que se incluye en 9.4.5.4.

**9.4.5.4 Método de cálculo basado en los pórticos virtuales**

Para que sea de aplicación este método, además de las disposiciones expresadas en 9.4.5.3, deberán cumplirse las siguientes:

- La malla definida en planta por los ejes de pilares, será sensiblemente ortogonal, esto es que, ningún pilar se desvía mas del 10 % de la luz perpendicular al plano del pórtico (véase figura 9.4.5.4.a).

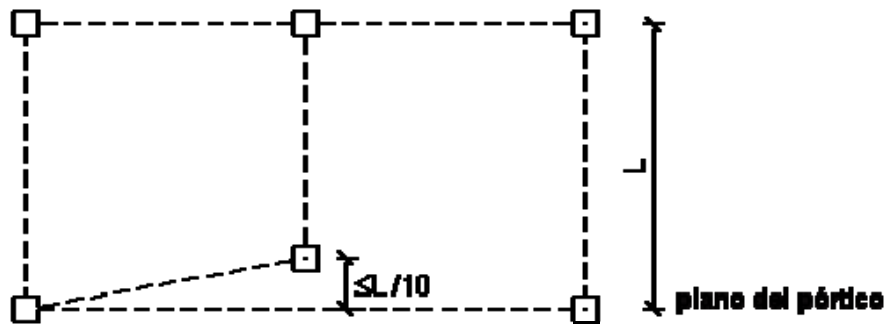


Figura 9.4.5.4.a

- b) Capitel: a efectos de cálculo, los paramentos del capitel se limitarán a un ángulo de  $45^\circ$  con el eje del pilar. Si no se cumple esta condición, las zonas periféricas que quedan por fuera del límite indicado, no se consideraran, desde el punto de vista resistente, como parte del capitel (véase figura 9.4.5.4.b).

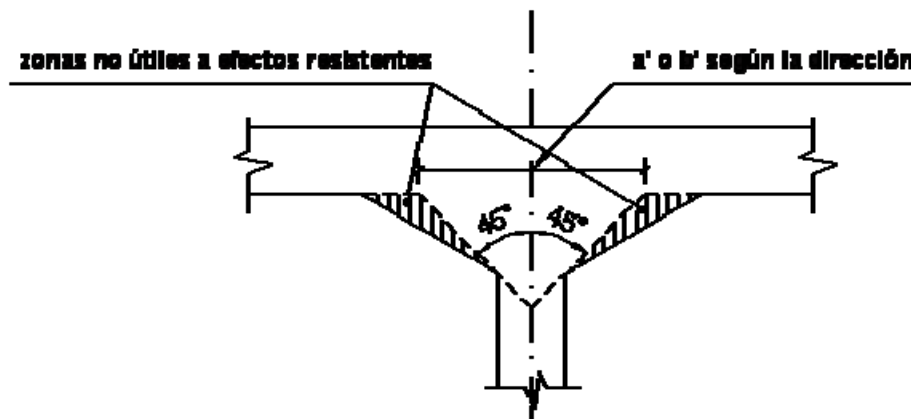


Figura 9.4.5.4.b

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:

$$a' \leq \begin{cases} 0,3 a_1 \\ 0,3 a_2 \end{cases} ; \quad b' \leq \begin{cases} 0,3 b_1 \\ 0,3 b_2 \end{cases}$$

- c) Ábaco: su existencia es opcional en las placas macizas y obligatorias en las aligeradas.

En estas últimas, la distancia del borde del ábaco al eje del pilar, no deberá ser inferior a 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 tomara como espesor de cálculo el siguiente:

- si no existe ábaco o si este está embebido en la losa aligerada, el espesor de la placa.
- si existe ábaco, el menor de los dos (2) siguientes (véase figura 9.4.5.4.c):

- 1) El espesor de placa más ábaco.
- 2) El espesor de la placa, mas la cuarta parte de la distancia del borde del ábaco al del pilar o, en su caso, del capitel ( $e + d/4$ ).

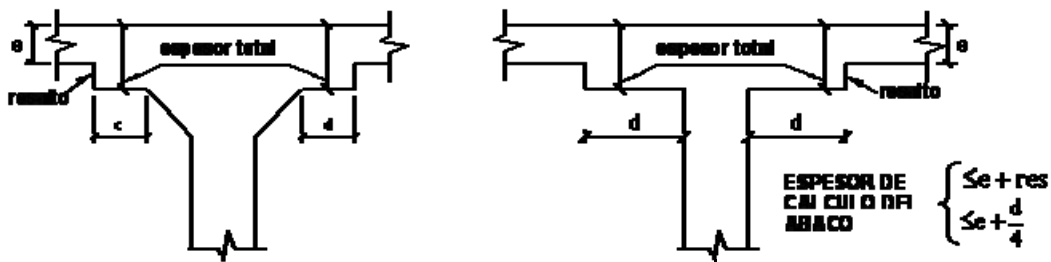


Figura 9.4.5.4.c

- d) Placas macizas: el espesor de las placas, además de las limitaciones indicadas en 9.4.5.3.d, deberá cumplir lo siguiente:
- ser superior a 12 cm, 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 cm, en el caso de placas con ábacos que cumplan las condiciones anteriores.
- e) Placas aligeradas: el espesor de las placas, además de cumplir las limitaciones expresadas en 9.4.5.3, deberá ser superior a 15 cm.

La separación entre ejes de nervios no será superior a 1 m. El número de nervios incluidos en cada recuadro, en cada dirección, debe ser igual o mayor que seis (6).

Si se cumplen las condiciones anteriores, estas placas pueden calcularse estudiando, en cada una de las dos (2) direcciones de la placa, un pórtico virtual, de acuerdo con la definición dada en 9.4.5.2. 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 el máximo ancho " $b$ ", de los recuadros del pórtico considerado, sea menor o igual a  $4/3$ , se obtendrán los momentos para las bandas centrales, las bandas de pilares, 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 9.4.5.4.a, para los distintos casos de recuadro interior o exterior.

Si la relación entre la longitud " $a$ " y el ancho " $b$ " de los recuadros considerados, es superior a  $4/3$ , se tendrá en cuenta lo siguiente:

Caso 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 9.4.5.4.b.

Caso 2): cuando se calcula en la dirección del lado menor, el recuadro se considerara dividido en dos (2) bandas laterales, cada una de las cuales tiene ancho igual a la cuarta parte del lado menor y una central de ancho igual a la diferencia entre el lado mayor y la mitad del menor (véase figura 9.4.5.4.d). En el cálculo, la distribución de los momentos entre las bandas así definidas que constituyen un pórtico virtual, se efectuará según las proporciones indicadas en la tabla 9.4.5.a.

**Tabla 9.4 5.4.a - Factores para el cálculo de los momentos, en %**

**Distribución 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 el ancho “b” del recuadro, es  $a/b \leq 4/3$ ; o cuando, siendo  $a/b > 4/3$ , se trata del caso 2) de 9.4.5.4), en %**

	Momentos de vano	Momentos negativos		
		Apoyos interiores	Apoyos exteriores	
			Caso A	Caso B
Banda de pilares	60	76	80	60
Banda central	40	24	20	40
Banda exterior. Caso A*	90	38	40	30
Banda exterior. Caso B**	15	19	20	15

\* Caso A: Placa apoyada en el borde sobre pilares 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 pilares con vigas de canto igual o superior a tres (3) veces el de la placa.

**Tabla 9.4 5.4 b - Factores para el cálculo de los momentos, en %**

**Distribución 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 el ancho “b” del recuadro  $a/b > 4/3$ ; se trata del caso 1) de 9.4.5.4), en %**

	Momentos de vano	Momentos negativos		
		Apoyos interiores	Apoyos exteriores	
			Caso A	Caso B
Banda de pilares	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 pilares 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 pilares con vigas de canto igual o superior a tres (3) veces el de la placa.

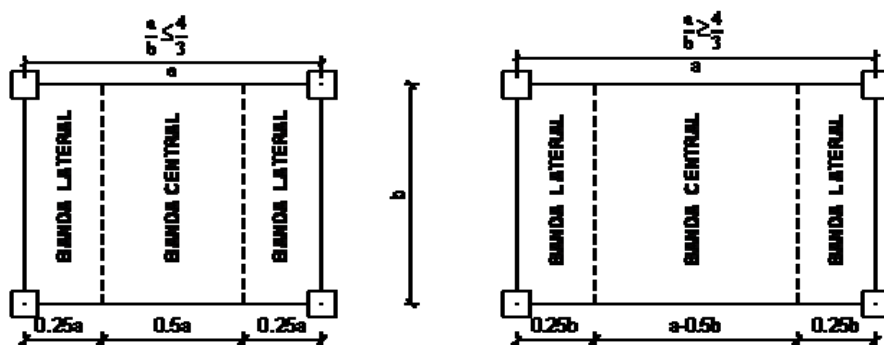


Figura 9.4.5.4.d

El cálculo de los pórticos virtuales podrá realizarse según 9.6.2, siempre que se den las condiciones allí contempladas.

Cuando en la unión entre placa y pilar actúe el momento  $M_d$ , se supondrá que se transmite al pilar, por flexión, una fracción del mismo, igual a  $(1 - \alpha) M_d$ , ( $\alpha$  y  $M_d$  con los significados de 9.4.5.5). Dicha fracción del momento  $M_d$ , se considerará transmitida en un ancho de la placa, limitado por dos (2) líneas situadas a una distancia igual a vez y media el espesor de la placa o ábaco, de las caras exteriores del pilar 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 pilares, o bien colocar armadura adicional.

#### Comentario

*En los casos ordinarios de placas rectangulares, en las que, para cada dirección, las dimensiones de todos los recuadros son iguales (véase figura 9.4.5.2.b), los pórticos virtuales resultantes según "X - X", serán idénticos, así como los resultantes según "Y - Y". Bastará entonces, calcular solo un pórtico en cada dirección, para tener resuelto el cálculo completo de la placa.*

*En casos en que no se cumpla la condición anterior, se hará un cálculo elástico.*

#### 9.4.5.5 Comprobación a punzonamiento

Se comprobará a punzonamiento la sección constituida por el conjunto de secciones verticales resistentes, situadas alrededor del pilar y a una distancia igual a la mitad del canto útil de la placa, contada a partir del borde del capitel, o del pilar si no existe capitel (véase figura 9.4.5.5.a).

No será necesaria armadura de punzonamiento si se cumplen las siguientes limitaciones:

$$\frac{N_d}{A_c} + \frac{\alpha M_d u}{J_c} \leq 2f_{cv}$$

$$\frac{N_d}{A_c} + \frac{\alpha M_d v}{J_c} \leq 2f_{cv}$$

donde:

$N_d$  = valor de cálculo de la reacción del pilar, descontada la parte de la misma que carga directamente en la zona de punzonamiento

$A_c$  = área del conjunto de secciones verticales resistentes que hay que comprobar, igual al producto del perímetro crítico, por el canto útil de la placa (véase figura 9.4.5.5.a)

$\alpha$  = fracción del momento que se transmite, desde la placa al pilar, por excentricidad de cortante. Su valor se indica en la figura 9.4.5.5.a

$M_d$  = en los casos de pilares interiores, diferencia entre los momentos flectores de cálculo que actúan a ambos lados del plano vertical que coincide con la correspondiente fibra neutra "c - c", de la sección que se va a comprobar (véase figura 9.4.5.5.a). La comprobación debe ser efectuada para cada una de las direcciones de los ejes ortogonales de la sección del elemento.

En el caso de pilares de borde, en dirección paralela al mismo, diferencia entre los momentos flectores de cálculo que actúan a ambos lados del plano vertical coincidente con la fibra neutra "c - c", de la sección que se comprueba y en dirección perpendicular al borde, momento flector de cálculo que actúa en la sección vertical que coincide con la correspondiente fibra neutra "c - c", de la sección que se comprueba.

En el caso de pilares de esquina, momento flector de cálculo que actúa en la sección vertical que coincide con la fibra neutra "c - c", de la sección que se va a comprobar.

$d$  = canto útil de la placa

$J_c$  = momento de inercia combinado, o momento polar, de la sección que se va a comprobar

$f_{cv}$  = resistencia virtual de cálculo del hormigón, a esfuerzo cortante, según se define en 8.2.3.2.2:

$$f_{cv} = 0,131 \sqrt[3]{f_{ck}^2} \text{ (MPa)}$$

$u, v$  = distancia de la fibra neutra "c - c", de la sección que hay que comprobar, a los bordes de la misma, definidos por el perímetro crítico

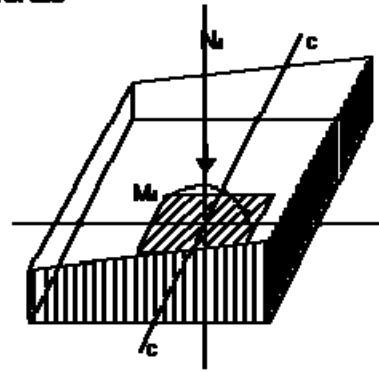
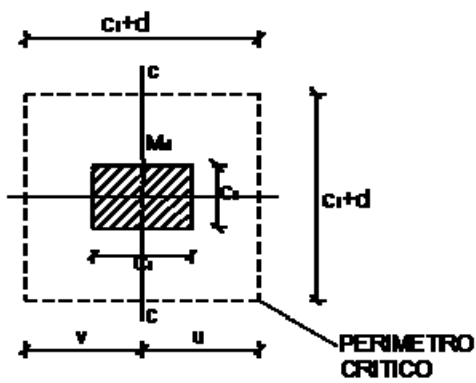
En los casos en que la limitación anterior no pueda cumplirse, se dispondrá una armadura de punzonamiento, formada por barras inclinadas o estribos, dispuesta según se indica en 9.4.5.6, teniendo en cuenta que:

- la resistencia total a punzonamiento, no debe superar el valor:  $3 f_{cv} \cdot A_c$
- la contribución del hormigón al punzonamiento, no debe superar el valor:  $f_{cv} \cdot A_c$

Se comprobará a cortante la sección constituida por el conjunto de secciones verticales resistentes, situadas, alrededor del ábaco y concéntricas con el, a una distancia del mismo igual a la mitad del canto útil de la placa.

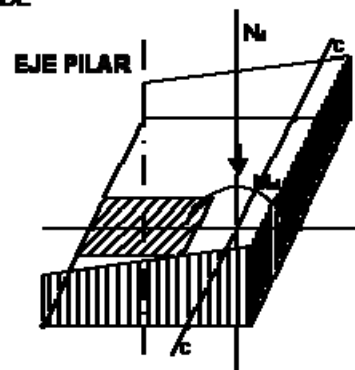
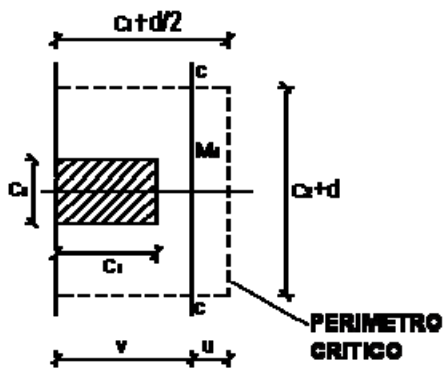
Esta comprobación se realizará según lo indicado en 8.2, ya sea nervio a nervio, por metro lineal, u obteniendo los esfuerzos cortantes mediante el cálculo de los pórticos correspondientes.

PILARES INTERIORES



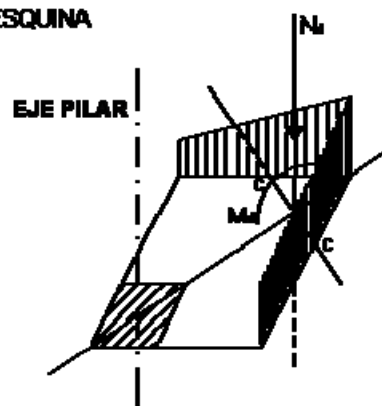
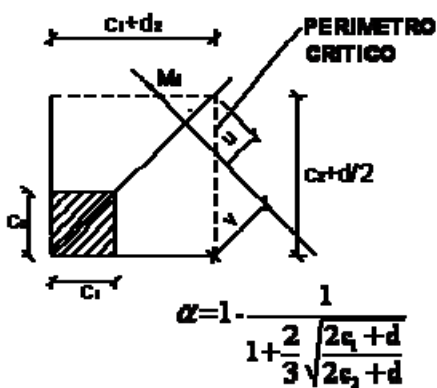
$$\alpha = 1 - \frac{l}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{c_1 + d}}$$

PILARES DE BORDE



$$\alpha = 1 - \frac{l}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{c_1 + d/2}}$$

PILARES DE ESQUINA



$$\alpha = 1 - \frac{l}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{2c_1 + d}}$$

Figura 9.4.5.5.a



**Comentario**

La experimentación en que se basan las limitaciones que se indican en las prescripciones para la resistencia a punzonamiento, se ha realizado para placas apoyadas en pilares cuadrados.

En el caso de pilares alargados, podrá considerarse como perímetro eficaz, el indicado con trazo grueso en la figura 9.4.5.5.b. En el resto del perímetro crítico, se considerara como tensión virtual de cálculo, el valor  $f_{cv}$ .

Cuando existan en la placa agujeros situados a una distancia de la cara más próxima del pilar igual o menor que  $5d$ , podrá tomarse como sección resistente a punzonamiento, las definida en las prescripciones, deduciendo la parte comprendida entre las líneas que unen el centro de gravedad del pilar y los extremos del agujero correspondiente (véase figura 9.4.5.5.c).

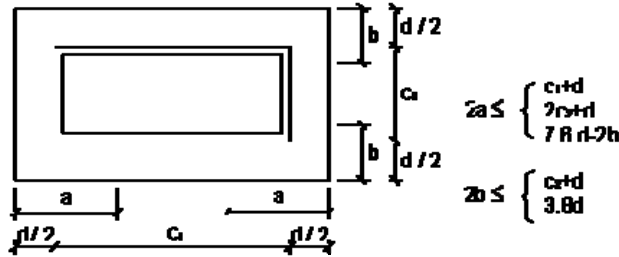


Figura 9.4.5.5.b

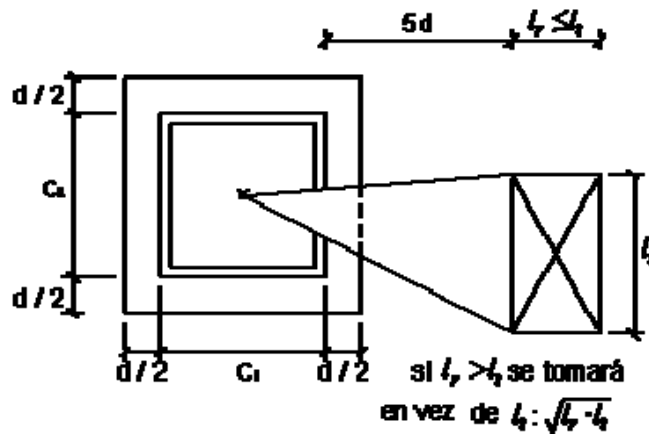


Figura 9.4.5.5.c

En el caso de pilares interiores, el valor de  $J_c$ , vendrá dado por la expresión:

$$J_c = \frac{d(c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d) \cdot d^3}{6} + \frac{d(c_2 + d)(c_1 + d)^2}{2}$$

Cuando se utilice el método de cálculo basado en los pórticos virtuales, "M" será la diferencia de momentos flectores, obtenidos en el pórtico virtual, a ambos lados de la sección vertical que coincide con la fibra neutra "c - c", de la sección que se va 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:

$$\frac{N_d}{A_c} \leq f_{cv}$$

**9.4.5.6 Disposiciones constructivas**

**a) Placas macizas, de canto constante:**

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

En cada recuadro, las armaduras superior e inferior, correspondientes a la dirección menos solicitada, tendrán una sección de, por lo menos, 25 % de las armaduras análogas dispuestas según 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 pilar:

- 1) Las correspondientes a momentos flectores positivos, uniformemente.
- 2) Las correspondientes a momentos flectores negativos, teniendo en cuenta lo indicado en el último párrafo de 9.4.5.4.

### **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, siendo igualmente de aplicación las limitaciones establecidas para el diámetro máximo de las armaduras y para la cuantía en la dirección menos solicitada. No obstante lo establecido en 8.2, en los nervios de borde de las placas aligeradas, se dispondrán cercos con una separación entre ellos no mayor de  $0,5 d$ , capaces de absorber las tensiones y esfuerzos cortantes que se produzcan.

Siempre que el hormigón no cumpla la condición de seguridad al punzonamiento (9.4.5.5), será necesaria la colocación de armadura de punzonamiento, constituida por cercos, verticales o inclinados, o barras dobladas. Los cercos se dispondrán, alrededor del pilar, en una zona de ancho no menor de  $1,5 d$ , situada a una distancia del mismo, menor de  $0,5 d$ , y con separación entre ellos menor de  $0,75 d$ . Las barras se dispondrán en una (1) o dos (2) capas; debiéndose colocar igual número en cada dirección y capa, conforme al esquema que se indica en la figura 9.4.5.6.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 9.4.5.6. b.

#### **Comentario**

*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 porcentajes señalados en la figura 9.4.5.6.b, para cada uno de los distintos tipos de armadura, solo tienen un carácter indicativo del orden de magnitud correspondiente.*

## **9.5 Láminas o cáscaras y plegados**

### **9.5.1 Generalidades**

Se llaman láminas a 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 los bordes, sobre elementos de contorno a los que transmiten sus cargas. Estos elementos pueden ser vigas, arcos, placas, etc.

Otras veces, se disponen en 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.

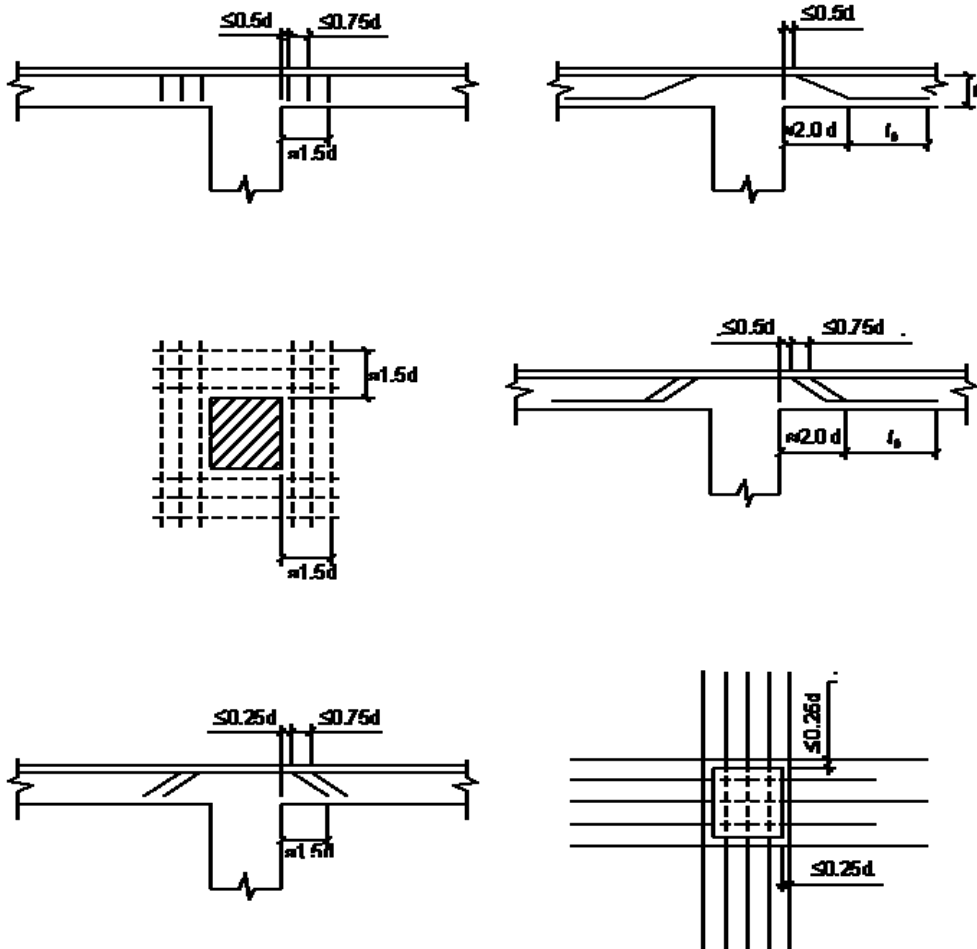
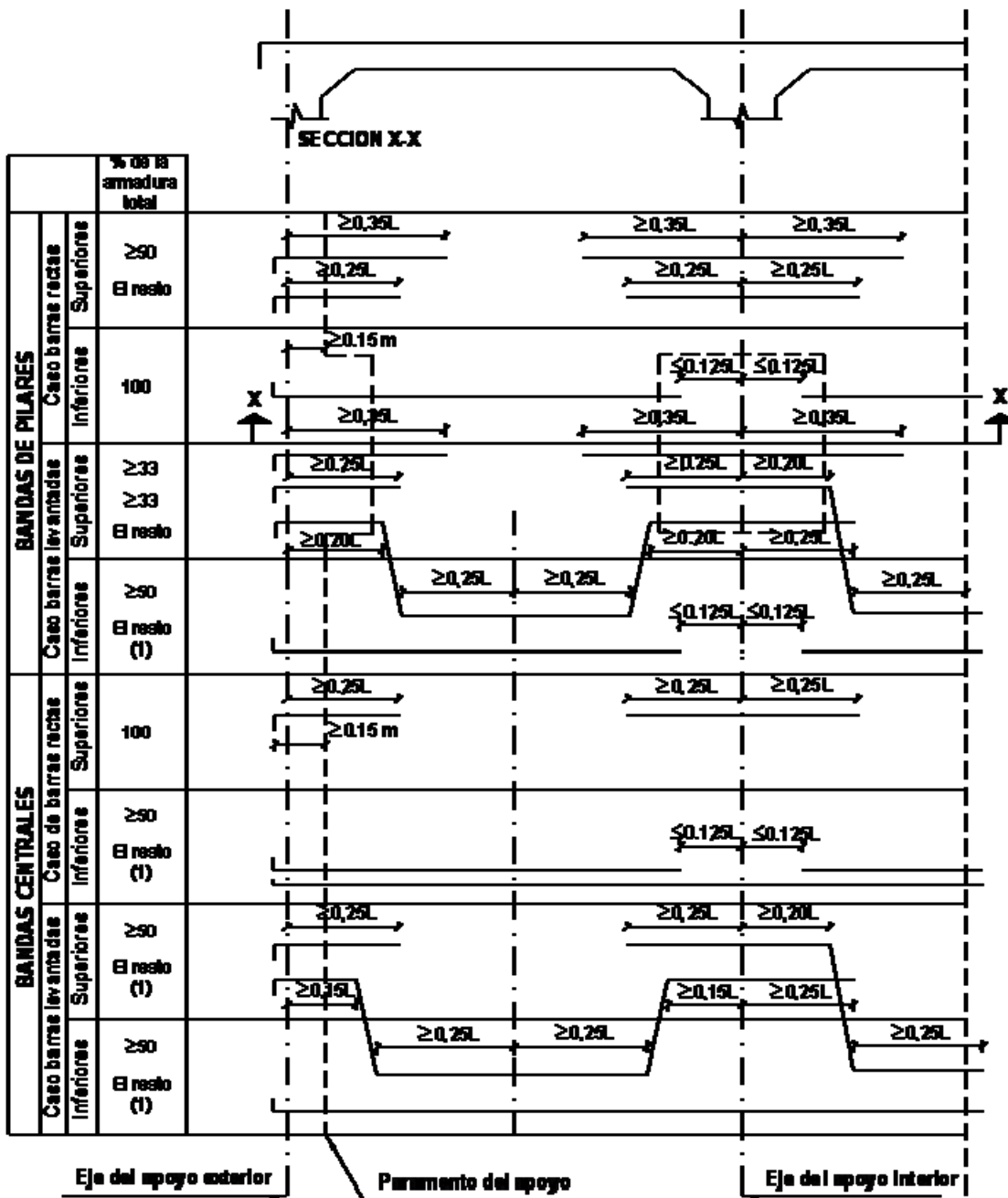


Figura 9.4.5.6.a

**Comentario**

*Las condiciones de borde influyen particularmente en el comportamiento resistente de las láminas, comportamiento que varía no solo 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.*



(1) Es conveniente prolongar hasta los apoyos, la tercera parte, como mínimo de las barras inferiores rectas

Figura 9.4.5.6.b

### 9.5.2 Principios de cálculo

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

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

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

Si no se posee experiencia acerca del proyecto y ejecución de láminas (análogas a las del 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.

#### **Comentario**

*Una vez determinadas las sollicitaciones, el cálculo de secciones puede realizarse con arreglo a las teorías de rotura (Capítulo 8, de la presente norma).*

*Conviene recordar que, en las láminas sometidas a soleamiento por una de sus caras, los efectos de las diferencias de temperaturas 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.*

### **9.5.3 Disposiciones relativas al hormigón**

La resistencia característica del hormigón utilizado en la construcción de láminas, estará comprendida entre 20 MPa y 40 MPa. 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.

#### **Comentario**

*En general, el espesor de las láminas no viene determinado por necesidades de resistencia, sino por otras consideraciones tales como: 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.*

#### 9.5.4 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 de 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.

$$\omega \leq 0,30 + \frac{5}{f_{cd}}$$

en la que  $f_{cd}$  es la resistencia de cálculo del hormigón, a compresión, expresada en MPa.

- 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 (2) mallas ordinarias formadas, como mínimo, por barras  $\varnothing$  8, situadas a 30 cm de separación entre sí, o dos (2) mallas electrosoldadas, de barras  $\varnothing$  5, dispuestas a 20 cm de separación entre sí. Si el espesor de la lámina es inferior a 7 cm, podrán sustituirse las dos (2) 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 (3) veces el espesor de la lámina, si se dispone una malla en la superficie media.
  - cinco (5) veces el espesor de la lámina, si se disponen mallas junto a los dos (2) paramentos.
- f) Los recubrimientos de las armaduras cumplirán las condiciones generales exigidas en 12.5.3, admitiéndose reducirlos, para barras de,  $\varnothing \leq 12$ , 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

#### Comentario

*El incumplimiento de la disposición a) de las prescripciones, podría originar efectos locales cuya influencia se debe considerar en cada caso.*

*El resto de las recomendaciones que se incluyen, son fruto de la experiencia existente y conviene respetarlas siempre, salvo razones muy justificadas.*

## 9.6 Estructuras reticulares planas

### 9.6.1 Generalidades

Las solicitaciones producidas por las acciones dadas, se determinan, habitualmente, mediante un cálculo basado en la idealización de la estructura, reduciéndola a elementos lineales (vigas y pilares).

El cálculo de solicitaciones en estructuras reticulares planas, se realizará, de acuerdo con lo prescrito en 6.3.

El cálculo lineal es especialmente aplicable a los estados límites de utilización; pero puede también utilizarse para la comprobación del estado límite último de vigas continuas y de pórticos intraslacionales, así como para determinar las solicitaciones de primer orden de los pórticos traslacionales, siempre que la esbeltez  $\lambda$  de los pilares (véase 8.3.1.2) no sea superior a 70.

El cálculo plástico o elasto-plástico, actualmente y dadas las particulares características de hormigón, sólo tiene un dominio de validez restringido, en virtud de la limitada capacidad de rotación de las zonas plastificadas.

Teniendo en cuenta lo anteriormente expuesto y únicamente a los efectos del cálculo y dimensionamiento de las armaduras de las vigas del reticulado, se admite una redistribución de momentos flectores, de hasta un 15 % del máximo momento flector negativo. Para que pueda efectuarse esta redistribución, la profundidad  $x$  de la fibra neutra de la sección situada sobre el pilar y sometida al momento redistribuido, calculada en el estado límite último, deberá ser inferior a 0,45  $d$ , siendo "d" el canto útil de la sección. En todo caso, deberá tomarse en cuenta que el momento flector positivo (en el tramo) sea por lo menos equivalente al de la pieza supuesta perfectamente empotrada en ambos extremos.

En los pórticos traslacionales no puede admitirse redistribución, a no ser que la esbeltez mecánica de los pilares (véase 8.3.1.2), sea inferior a 25.

En principio, es necesario tener en cuenta en el cálculo todas las consecuencias de la redistribución admitida y de la posible dispersión, en todas las etapas de la comprobación. En particular, se estudiarán las consecuencias sobre el esfuerzo cortante y la fisuración, y se comprobará que las longitudes de las armaduras son suficientes para que ninguna otra sección, distinta a la considerada, pueda llegar a ser crítica.

En cuanto a la determinación de la rigidez de las piezas y de la luz de cálculo, se tendrá en cuenta lo especificado en 6.4.

Cuando se disponga juntas de dilatación a distancias adecuadas (véase comentarios a 10.4.1); podrán desprejarse los efectos originados por las acciones reológicas y térmicas. Salvo excepción, como por ejemplo en el caso de solicitaciones de torsión, puede admitirse la hipótesis de conservación de secciones planas.

En general, las armaduras de los elementos lineales, vigas y pilares, que constituyen los pórticos, se calcularán con arreglo a lo dispuesto en el Capítulo 8.

Los nudos deberán dimensionarse de modo que su resistencia y su rigidez, sean suficientes para que puedan soportar los esfuerzos y deformaciones resultantes del análisis del conjunto de la estructura, así como las deformaciones locales en las zonas de intersección.

#### **Comentario**

*Como norma general, las hipótesis de carga que se consideran para determinar las solicitaciones más desfavorables para las cuales habrá que calcular la estructura, se limitan a las tres (3) siguientes:*

1. *La totalidad de los vanos de las distintas plantas, sometidos a la acción de la carga permanente, con su valor de cálculo (véase figura 9.6.1.a).*
2. *La carga variable con su valor de cálculo. Actuando en vanos alternos, situados al trebolillo en las sucesivas plantas (véase figura 9.6.1.b).*
3. *La carga variable, con su valor de cálculo, actuando en los vanos descargados de la hipótesis anterior (véase figura 9.6.1.c).*

De la adecuada combinación de los resultados obtenidos bajo las tres hipótesis de carga citadas, se deducirán los más desfavorables estados de sollicitación para los cuales debe dimensionarse la estructura.

En el caso de estructuras constituidas por pórticos intraslacionales, como simplificación de cálculo, puede suponerse las descompuestas en estructuras elementales obtenidas, aislando las vigas de cada piso y los pilares situados inmediatamente sobre y bajo el mismo, considerándose a estos empotrados en sus extremos. Las deformaciones debidas al esfuerzo normal y al esfuerzo cortante, no requieren en general, tomarse en cuenta, excepto en los casos en los que el resultado del cálculo se modifique notablemente, al despreciarlas.

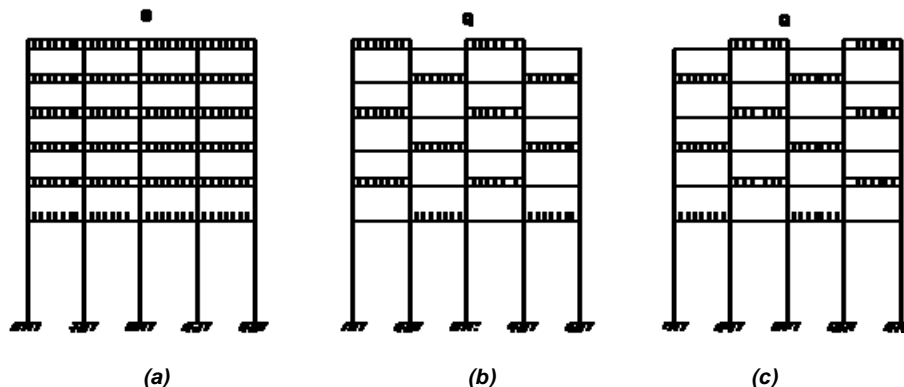


Figura 9.6.1

La redistribución de momentos, tiene en cuenta el comportamiento del hormigón en fase no elástica.

En las prescripciones se permite desplazar la curva teórica de momentos flectores de forma que, el valor del máximo momento flector negativo, quede disminuido en un 15 % (véase figura 9.6.1.d), variando los momentos con las condiciones de equilibrio. No obstante, debe recordarse en el comentario a 6.3.

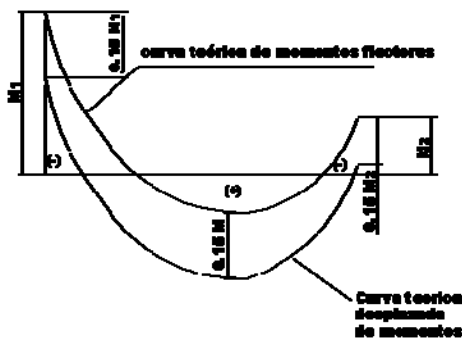


Figura 9.6.1.d

La condición establecida en las prescripciones, asegura a la sección una ductilidad suficiente para que pueda producirse el giro plástico necesario para que la redistribución tenga lugar, evitándose así las roturas localizadas que podrían producirse por fallo del hormigón comprimido.

Conviene señalar que la presencia de las armaduras transversales aumenta la ductilidad, y que puede reducirse la profundidad "x" de la fibra neutra de la sección, disponiendo una armadura de compresión adecuada.

Así mismo, debe tenerse en cuenta que la continuidad de una estructura depende, esencialmente, de la forma en que se realiza su hormigonado y desencofrado. Si la secuencia de dichas operaciones no se ajusta escrupulosamente a un programa previo bien estudiado, el comportamiento real de la estructura puede diferir bastante de las previsiones del cálculo teórico, en especial bajo las cargas permanentes.

## 9.6.2 Cálculo simplificado de sollicitaciones

Las simplificaciones que se establecen a continuación para el cálculo de entramados de edificios, son sólo aplicables cuando se cumplen simultáneamente, todas las condiciones siguientes:

- La estructura está sometida exclusivamente a la acción de cargas verticales, uniformemente repartidas, de igual valor por unidad de longitud, en todos los tramos.



- b) La magnitud de la carga variable no es superior a la mitad del valor de la carga permanente.
- c) Las vigas son de sección constante (no existen cartelas).
- d) Las luces de dos (2) tramos adyacentes cualesquiera, no difieren entre sí en más del 20 % de la mayor.

Si se cumplen estas condiciones, podrán adoptarse, como momentos flectores actuantes en las vigas, sea en tramos o sobre apoyos y en los pilares, los dados por la expresión:

$$M = k (g + q) \ell^2$$

siendo los valores de “k” los que se indican en las figuras 9.6.2, a) y b).

Para la utilización de este método, deben tenerse en cuenta las siguientes observaciones:

- a) La luz corresponde a la distancia entre ejes baricéntricos de piezas.
- b) Para el cálculo de los momentos negativos se tomará como luz, la semisuma de los valores correspondientes a los tramos adyacentes.
- c) Los números que figuran encerrados en círculos, indican rigideces relativas.
- d) Los pilares interiores pueden calcularse con excentricidad mínima (véase 8.3.2.3), siempre que se adopte un coeficiente de seguridad no menor de  $\gamma_f = 1,6$ .

Como valores de los esfuerzos cortantes en los extremos de las vigas, se adoptarán los siguientes:

- sobre el primer pilar interior.....	1,15 (g + q) ( $\ell/2$ )
- sobre los restantes pilares.....	(g + q) ( $\ell/2$ )

donde:

- g = valor de la carga permanente uniformemente repartida
- q = valor de la carga variable máxima, uniformemente repartida

No es necesario considerar esfuerzos cortantes en los pilares, ni esfuerzos axiales en las vigas. Los esfuerzos axiales en los pilares se calcularán sumando los esfuerzos cortantes actuantes a uno y otro lado del pilar considerado.

#### **Comentario**

*Las simplificaciones establecidas en las anteriores prescripciones, son generalmente aplicables al cálculo de las estructuras de edificación y otras análogas.*

*Cuando exista en la estructura una aproximada simetría geométrica y mecánica, es decir, tanto en dimensiones como en valor y distribución de las cargas, no es necesario considerar la flexión en los pilares interiores.*

### **9.6.3 Rigidez espacial y estabilidad**

La rigidez espacial de las estructuras y su estabilidad de conjunto merecen una especial consideración. En general, se procurará evitar, en lo posible, la construcción de estructuras que tengan algún elemento cuyo fallo pueda ocasionar la rotura en cadena de otros elementos, por ejemplo, en el caso de vigas articuladas en tramos adyacentes.

Cuando la rigidez espacial y la estabilidad de una estructura no resulten evidentes, será imprescindible comprobar los elementos de rigidez, tanto verticales como horizontales.

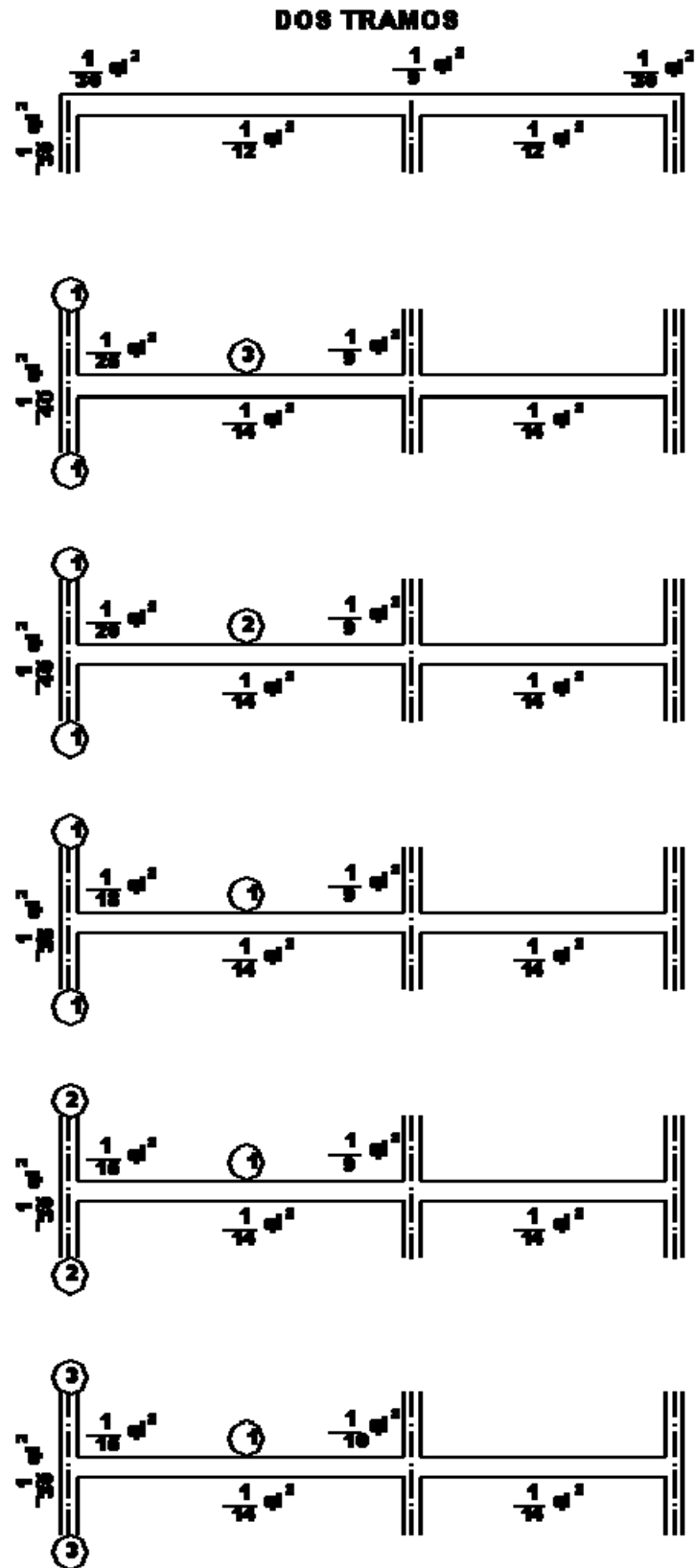


Figura 9.6.2.a

NOTA

Números en círculo, igual a rigideces relativas

MAS DE DOS TRAMOS

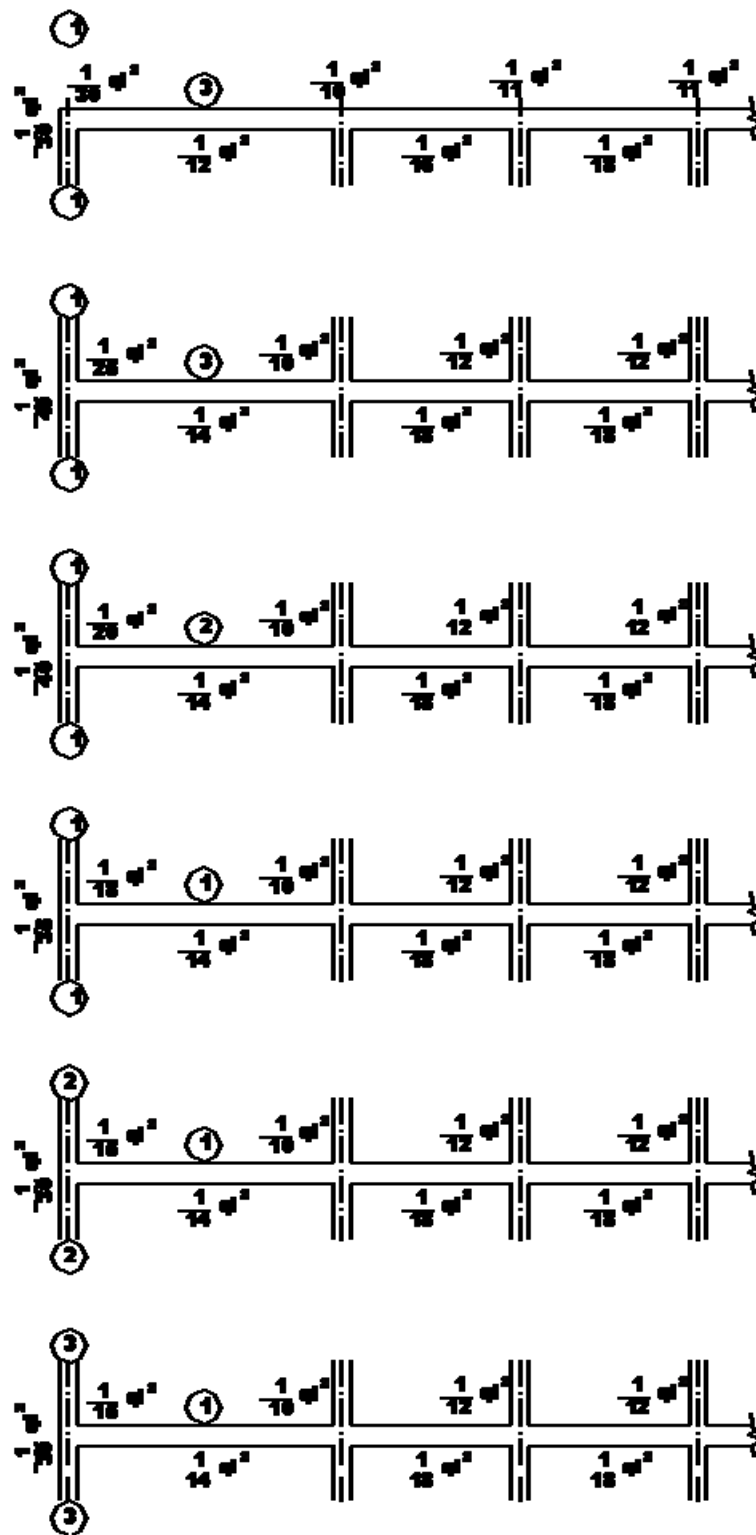


Figura 9.6.2.b

NOTA

Números en círculo igual a rigideces relativas

Si se consideran incluidos los muros de mampostería en los elementos de rigidez, se deberán calcular cuidadosamente los esfuerzos que son capaces de soportar.

En el caso de estructuras esbeltas y especialmente si son asimétricas, se deberá comprobar la estabilidad torsional.

#### **Comentario**

Análogamente a lo indicado en 8.3.3, podrá omitirse la comprobación de los elementos de rigidez, cuando los mismos cumplan las condiciones allí especificadas.

## **9.7 Cargas concentradas sobre macizos. Articulaciones**

### **9.7.1 Cargas concentradas sobre macizos**

#### **9.7.1.1 Generalidades**

La aplicación de una carga de compresión sobre una zona reducida de una sección de hormigón, en forma de carga localizada, da lugar a una distribución no uniforme de tensiones en las proximidades de dicha sección.

En estos casos, el hormigón se comporta con una resistencia a compresión superior a la característica  $f_{ck}$ . Como contrapartida, aparecen tracciones de dirección perpendicular a la del esfuerzo de compresión, que es preciso absorber con las oportunas armaduras transversales.

#### **Comentario**

*Como consecuencia de la aplicación una carga localizada de compresión, las líneas isostáticas de compresión, inicialmente concentradas bajo la superficie cargada, se van separando a medida que se alejan de dicha superficie, hasta alcanzar una distribución prácticamente uniforme en toda la sección, a una profundidad igual a la menor dimensión de dicha sección, como demuestran los estudios fotoelásticos.*

*Esta situación se presenta, debido a las placas de anclaje sobre macizos, en las articulaciones, en los aparatos de apoyo y en otros casos análogos.*

*La causa del aumento de resistencia a compresión del hormigón sometido a este tipo de carga, es el estado biaxial de tensiones que se crea como consecuencia del trazado curvo de las líneas isostáticas. El resultado es análogo al que produciría un zunchado de la sección.*

#### **9.7.1.2 Tensión de contacto localizada**

La máxima carga de compresión  $N_u$  que en estado límite último, puede actuar sobre una superficie restringida (véase figura 9.7.1.2), de área  $A_{c1}$ , situada concéntrica y homotéticamente sobre otra área  $A_c$ , supuesta plana, puede calcularse aplicando la siguiente expresión:

$$N_u = A_c \cdot f_{cd} \cdot \left( \sqrt{\frac{A_c}{A_{c1}}} \right) \leq 3,3 A_{c1} \cdot f_{cd}$$

siempre y cuando el elemento sobre el que actúe la carga, no presente huecos internos y su espesor "h" sea:

$$h \geq \frac{2 A_c}{u}$$

siendo "u" el perímetro de  $A_c$ .

Si las dos (2) superficies  $A_c$  y  $A_{c1}$ , no tienen el mismo centro de gravedad, se sustituirá  $A_c$  por un contorno interior, homotético de  $A_{c1}$  y que limite un área  $A'_c$  que tenga su centro de gravedad en el punto de aplicación de la carga  $N$ .

A las áreas  $A_{c1}$  y  $A'_c$  se aplicará la misma expresión antes indicada.

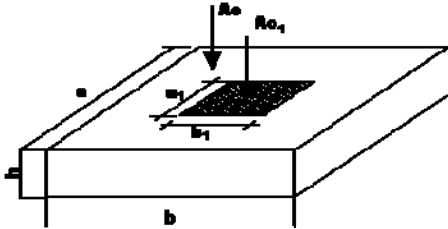


Figura 9.7.1.2

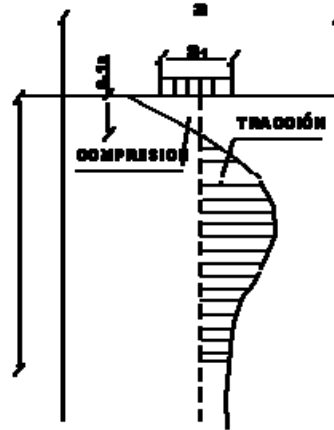


Figura 9.7.1.3

### 9.7.1.3 Armaduras transversales

Si no se realiza un cálculo preciso de la distribución de las tensiones transversales de tracción a lo alto del macizo, deberán disponerse armaduras transversales en la forma que a continuación se indica. Esta solución es válida siempre que las áreas de aplicación de la carga y del macizo ( $A_{c1}$  y  $A_c$ , respectivamente) puedan considerarse regulares y concéntricas, de dimensiones iguales a:

$$A_{c1} = a_1 \cdot b_1$$

$$A_c = a \cdot b$$

La capacidad mecánica de las armaduras deberá ser:

- en dirección paralela a "a" :

$$A_{sb} \cdot f_{yd} = 0.3 N_d \left( \frac{a - a_1}{a} \right)$$

- en dirección paralela a "b" :

$$A_{sa} \cdot f_{yd} = 0.3 N_d \left( \frac{b - b_1}{b} \right)$$

Las armaduras  $A_{sa}$  y  $A_{sb}$  deberán distribuirse uniformemente, en unas distancias medidas perpendicularmente a la superficie  $A_c$ , comprendidas entre "0,1 a" y "a", y "0,1 b" y "b", respectivamente.

#### Comentario

En la figura 9.7.1.3, se representa la distribución de las tensiones transversales paralelas al lado "a". Idéntica distribución siguen las tensiones paralelas al lado "b".

No será necesario disponer armaduras transversales, si el hormigonado se realiza sin interrupciones, los efectos de la retracción son poco importantes y si la tensión máxima calculada no sobrepasa el valor  $0,5 f_{ct,k}$ .

La resistencia a tracción del hormigón se tomará con los siguientes valores:

$$f_{ct,k} = 0,21 \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad (\text{MPa})$$

$$f_{ct,k} = 0,45 \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

## 9.7.2 Articulaciones

### 9.7.2.1 Generalidades

Tienen como misión producir una sección sin rigidez a flexión, capaz de resistir tan solo esfuerzos normales y cortantes. Por consiguiente, son puntos de paso obligado de la resultante de fuerzas.

Pueden ser fijas o deslizantes. Las primeras solo permiten el giro y las segundas, el giro y los desplazamientos.

El valor de la carga máxima de compresión que puede actuar en las zonas de contacto de cualquier articulación y el de tracción horizontal que dicha carga origina, se calcularán mediante las formulas incluidas en 9.7.1.2 y 9.7.1.3, respectivamente.

#### Comentario

En general no es conveniente disponer articulaciones en los pilares. No obstante, en ocasiones, se recurre a:

- articular el pie del pilar, para fijar el punto de paso de la resultante de cargas.
- articular la cabeza, cuando se quiere evitar la transmisión al pilar, de las flexiones de las vigas que sobre él inciden, específicamente cuando estas son de luces muy descompensadas.
- articular simultáneamente la cabeza y el pie del pilar, para anular la flexión en el elemento, transformándolo en péndulo o biela.

Las piezas biarticuladas o péndulos, pueden utilizarse para apoyos de vigas de gran longitud, para enlazar elementos que pertenecen a distintos cuerpos de la construcción y, en general, cuando se quiere permitir desplazamientos transversales (por ejemplo, para evitar los efectos de los cambios de temperatura en los elementos extremos).

La longitud de estos péndulos se determina en función del movimiento horizontal previsible; y se recomienda que su esbeltez no sea superior a 5, pudiendo incrementarse su resistencia mediante zunchado.

Si las articulaciones están constituidas por rotulas plásticas, pueden admitirse, con el suficiente margen de seguridad, giros de hasta el 5 por mil; lo que conduce a una longitud del péndulo, igual a 200 veces el corrimiento horizontal previsible.

En las vigas, se disponen articulaciones cuando se desea permitir giros en los apoyos o, incluso, un desplazamiento horizontal.

Para estos elementos estructurales, generalmente conviene disponer "articulaciones fijas" en puntos adecuados de las estructuras, para evitar los efectos debidos a posibles asientos en el terreno, y "articulaciones deslizantes" cuando se desean establecer juntas de dilatación. Esta última disposición permite no duplicar los pilares, si las juntas se disponen sobre los apoyos.

En el caso de pórticos, estas articulaciones deslizantes deben ubicarse a una distancia de los apoyos, del orden de 1/5 de la luz, con objeto de alterar lo menos posible la configuración de la estructura.

En las articulaciones en vigas, habrá que tener en cuenta los esfuerzos transversales y disponer la articulación a media altura de viga (véase figura 9.7.2.1).

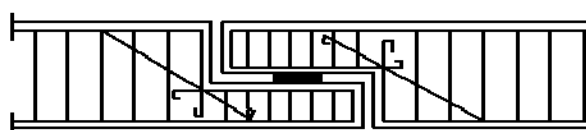
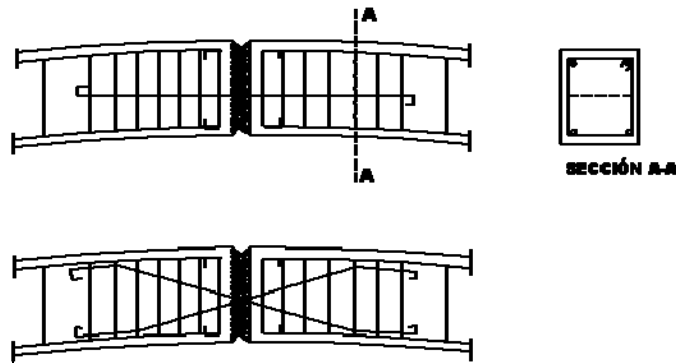


Figura 9.7.2.1

**9.7.2.2 Tipos de articulaciones**

Entre las articulaciones de hormigón armado, las más frecuentemente utilizadas son las del tipo MESNAGER y, sobre todo, las del tipo FREYSSINET.

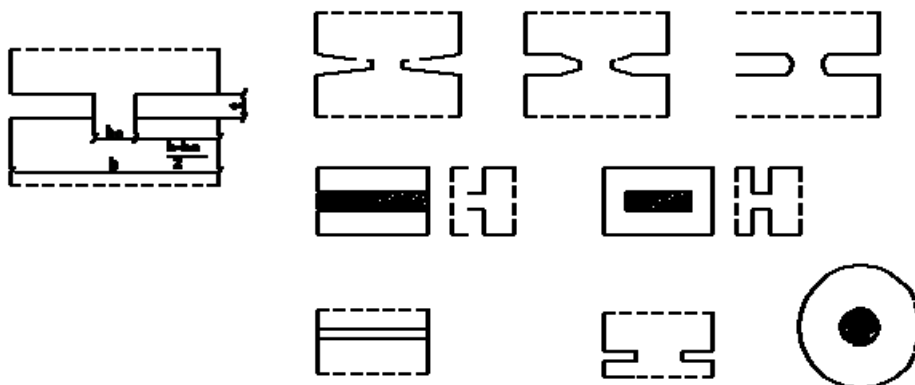
En las primeras, se corta totalmente la pieza que se articula, asegurando su continuidad mediante barras pasantes que se dimensionan para que sean capaces de absorber, por si solas, la totalidad del esfuerzo de compresión actuante. Su longitud de anclaje se determinará de acuerdo con lo dispuesto en 12.1. Si la articulación va a estar sometida sólo a esfuerzos normales, dichas barras se dispondrán paralelas al eje de la pieza; y si. Además, son de prever esfuerzos resultantes (véase figura 9.7.2.2.a).



**Figura 9.7.2.2.a**

La articulación tipo FREYSSINET consiste, esencialmente, en una estrangulación de la pieza (cuello o garganta de la articulación) cuya dimensión  $b_0$  (en el plano en que se produce la rotación), con el objeto de coartar lo menos posible el giro (véase figura 9.7.2.2.b), debe ser pequeña comparada con la dimensión "b" del orden de 1/3 a 1/4. En valor absoluto,  $b_0$  puede variar entre 10 cm y 30 cm. Nunca será inferior a 5 cm. El espesor "t" de la garganta será también pequeño, pudiéndose calcular mediante la expresión:

$$t = \frac{b_0}{4} \left( 1 - \frac{b_0}{b} \right)$$



**Figura 9.7.2.2.b**

Este tipo de articulación proporciona rotaciones del orden del 5 por mil. No debe llevar barras pasantes. Pero en los extremos de las piezas, adyacentes a la garganta, habrá que

disponer, de acuerdo con lo establecido en 9.7.1.3, armaduras transversales, que empezaran a colocarse lo más cerca posible de dicha garganta, ya que es en estas secciones donde se presentan las máximas tracciones transversales.

Como las tensiones en el cuello de la articulación son muy elevadas, en su ejecución deberán utilizarse hormigones de alta resistencia. Dicho cuello se dimensionara de tal forma que trabaje a una compresión del orden de 2 veces a 3 veces  $f_{ck}$ , sin sobrepasar los 100 MPa.

#### Comentario

Las articulaciones, tipo FREYSSINET, están basadas en la elevada resistencia a compresión que adquiere el hormigón de la garganta, como consecuencia de encontrarse sometido a un estado triaxil de tensiones (si hay estrechamiento en las dos (2) direcciones); ya que las cabezas de las piezas articuladas impiden su libre deformación lateral, actuando a modo de zuncho. En estas condiciones, el hormigón se plastifica, sin llegar a romperse, ni aún bajo tensiones superiores a 5  $f_{ck}$ , según ha podido comprobarse experimentalmente.

Como consecuencia de este estado de tensión triaxil, la resistencia a esfuerzo cortante del hormigón del cuello, resulta también muy superior a la normal. Su valor puede estimarse mediante la fórmula:

$$f_{cv} = \alpha \cdot f_{ck} + f_{ct,k}$$

donde: "α" es el coeficiente de rozamiento interno del hormigón (del orden de 0,45) y "f<sub>ck</sub>" y "f<sub>ctk</sub>" sus resistencias a compresión y tracción, respectivamente:

$$f_{ct,k} = 0,21 \sqrt[3]{f_{ck}^2} \text{ (MPa)}$$

$$f_{ct,k} = 0,45 \sqrt[3]{f_{ck}^2} \text{ (Kp/cm}^2\text{)}$$

Esta elevada resistencia o esfuerzo cortante, es el motivo por el cual no es necesario disponer (en este tipo de articulación) barras pasantes en la garganta de la articulación.

La estrangulación de la garganta, se efectúa mediante una ranura, de labios paralelos o divergentes. Su fondo puede ser recto o redondo, recomendándose esta última disposición cuando la articulación va a estar sometida a sollicitaciones repetidas un gran número de veces (véase figura 9.7.2.2.b).

En el diseño de las articulaciones, constituye un factor determinante el valor máximo de la rotación prevista.

Es aconsejable que la relación entre la dimensión del cuello de la articulación y la correspondiente dimensión paralela de la pieza, esté comprendida entre 0,20 y 0,40.

Con respecto al espesor "t" de la garganta, se recomienda no sobrepasar:

En la práctica, este espesor suele variar entre 10 mm y 30 mm, valores suficientes para que pueda girar la articulación sin que lleguen a entrar en contacto las dos (2) piezas que se articulan.

Las cabezas de la pieza que se articulan constituyen el punto débil de la rótula, debido a las fuertes tracciones horizontales que en ellas se producen. Las armaduras necesarias para absorber estas tracciones, pueden determinarse, además de por el método general indicado en las prescripciones, mediante las siguientes fórmulas simplificadas:

$$U_1 = 0,18 N$$

$$U_2 = 0,98 N$$

donde:

- $U_1$  = capacidad mecánica de las barras paralelas al plano de giro de la rótula
- $U_2$  = capacidad mecánica de las barras perpendiculares al plano de giro de la rótula
- $N$  = esfuerzo normal, máximo, previsto

Estas armaduras se dispondrán en forma de emparrillados (no menos de dos (2)) y se anclarán eficazmente, ya sea soldando las barras, o bien, formando los emparrillados mediante bucles de una sola barra continua (véase figura 9.7.2.2.c). En piezas de sección circular conviene utilizar zunchos helicoidales.



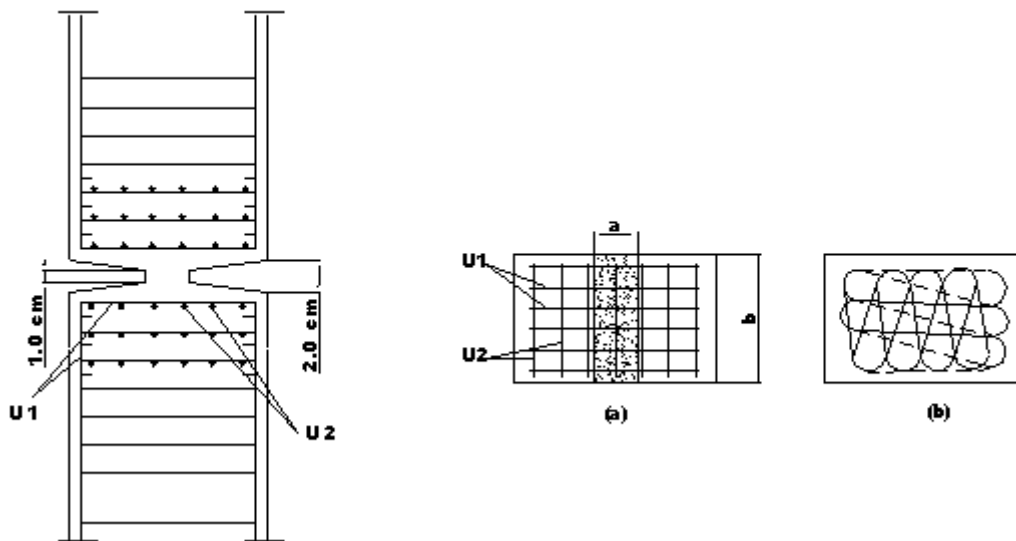


Figura 9.7.2.2.c

## 9.8 Cimentaciones

### 9.8.1 Generalidades. Cargas y reacciones

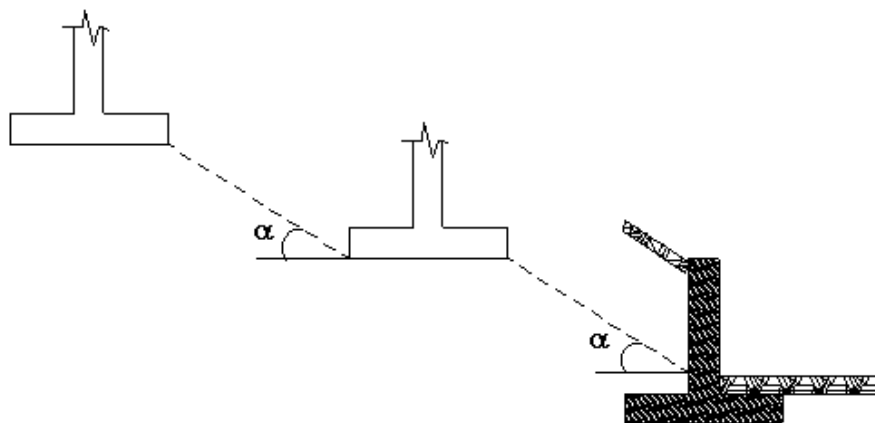
Toda cimentación ha de garantizar, de forma permanente, la estabilidad de la obra que soporta. Por ello, deberá calcularse teniendo en cuenta, por una parte, el adecuado coeficiente de seguridad frente al hundimiento; por otra, los asentamientos que pueden producirse, los cuales deben ser compatibles, con la capacidad de formación de la estructura cimentada, con el fin a que la misma va destinada y con la calidad del terreno que sirve de sustentación.

Los elementos de cimentación se dimensionarán para resistir, no solo las cargas actuantes sino también las reacciones inducidas, de forma que se cumplan las prescripciones de este código.

La distribución asumida de la presión en el terreno o de las reacciones en los pilotes, estará de acuerdo con las características de aquél y de la estructura y, así mismo, con los principios de la teoría y práctica de la Mecánica de Suelos.

A los efectos de comprobación de que la carga unitaria sobre el terreno o de las reacciones sobre los pilotes, no superan los valores permisibles, se considerará como carga actuante la combinación más desfavorable de las solicitaciones transmitidas por la estructura a dichos elementos, más el peso propio del elemento de cimentación y del terreno que descansa sobre él, todos ellos sin mayorar, es decir, con sus valores característicos, ya que se trata de un estado límite de servicio.

Por el contrario, a los efectos del cálculo de las solicitaciones que actúan sobre el elemento de cimentación y puesto que, en este caso, se trata de un estado de límite último se considera los valores ponderados de las solicitaciones debidos a las reacciones del terreno o de los pilotes, deducidas como se indica en el párrafo anterior, de los cuales se restarán los valores ponderados de las solicitaciones debidas, al peso propio del elemento de cimentación y al del terreno que descansa sobre él.



**Figura 9.8.1.a**

En el caso de existir cimentaciones próximas unas a otras y situadas a distinta profundidad, cuando el ángulo “ $\alpha$ ” (véase figura 9.8.1.a), sea mayor de  $35^\circ$ , habrá que considerar el efecto que pueden producir las interacciones entre cimentaciones.

Si la cimentación va a estar en terrenos potencialmente agresivos para el hormigón, habrá que tener en cuenta esta circunstancia, en la fase de proyecto, ya que ello puede influir en la elección del tipo de cemento más adecuado, en el dimensionamiento del elemento de cimentación etc.

Si existe peligro de congelación del terreno, la cimentación deberá disponerse a la profundidad adecuada para que no resulte posible que se hiele la base de la misma. Se recomienda que esta profundidad no sea inferior a los 60 cm, profundidad media hasta la cual resulta afectado normalmente el terreno, por el efecto de las heladas.

Los asientos admisibles son los máximos, totales y diferenciales, que puede tolerar la estructura terminada, incluyendo forjados, muros, tabiques, etc. sin experimentar daños tales como, fisuración, distorsión angular, descensos, inclinaciones, etc., incompatibles con la función a que va destinada.

En todo elemento de cimentación sometido a momentos o fuerzas horizontales, deberá comprobarse su seguridad al vuelco y al deslizamiento. La comprobación consistirá en verificar que los momentos estabilizadores de las fuerzas exteriores respecto al punto “A” (véase figura 9.8.1.b) superan los momentos de vuelco; es decir, que se cumple:

$$(N + G)(a/2) \geq (M + V \cdot h)\gamma_1$$

donde:

$N, M, V$  = esfuerzo normal, momento flector y esfuerzo cortante, en la cara superior de la cimentación

$G$  = peso propio de la cimentación

$a$  = ancho del elemento de cimentación

$h$  = altura total del elemento de cimentación

$\gamma_1$  = coeficiente de seguridad al vuelco, para el que se recomienda adoptar el valor 1.5

En la anterior expresión no se incluye el peso del terreno que gravita sobre el elemento de cimentación, cuyo efecto es estabilizador, ya que para poderlo tener en cuenta, tendría que existir absoluta certeza de que dicho efecto actuará, de modo permanente, durante toda la

vida de servicio de la cimentación y con el valor que para el mismo se hubiese adoptado en el cálculo.

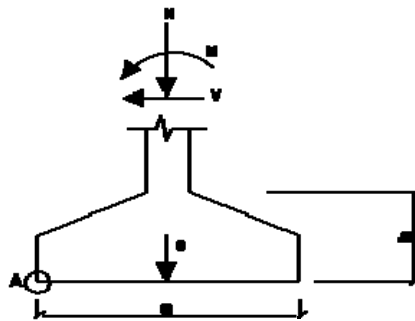


Figura 9.8.1.b

Para la comprobación de la seguridad al deslizamiento, como fuerza estabilizante se contará sólo con el rozamiento entre la base del elemento de cimentación y el terreno, o la cohesión de éste. El posible empuje pasivo sobre la cara lateral del elemento no se tendrá en cuenta a menos que esté garantizada su actuación permanente. Se verificará que se cumplen las siguientes expresiones:

- para suelos sin cohesión (arenas):  $(N + G)t_g \varphi_d \geq \gamma_2 V$
- para suelos cohesivos (arcillas):  $AC_d \geq \gamma_2 V$

donde:

$N, V$  = esfuerzo normal y esfuerzo cortante, en la cara superior de la cimentación (véase figura 9.8.1.b)

$G$  = peso propio de la zapata

$\varphi_d = (2\varphi/3)$  = valor de cálculo del ángulo de rozamiento interno

$C_d = 0,5 c$  = valor de cálculo de la cohesión

$A$  = área de la base del elemento de cimentación

$\gamma_2$  = coeficiente de seguridad al deslizamiento, para el que puede tomarse el valor 1,5.

#### Comentario

Las cimentaciones más frecuentemente utilizadas en estructuras de hormigón armado son las denominadas: cimentaciones aisladas, cimentaciones continuas, losas de cimentación y pilotes; las primeras se consideran cimentaciones directas o superficiales; mientras que los pilotes constituyen lo que se conoce como cimentaciones profundas.

El proyecto de las cimentaciones es un problema relativamente complejo, que debe ir precedido por un detenido estudio del terreno, en el que se consideren los siguientes aspectos: tipo de suelo, su granulometría, plasticidad, humedad natural, consistencia y grado de compacidad, resistencia, deformabilidad, expansividad, agresividad; la situación del nivel freático; las posibles galerías y conducciones existentes en la zona; las estructuras colindantes, etc.

El valor del ángulo  $\alpha$  citado en las prescripciones al tratar de las interacciones entre cimentaciones próximas, varía con el tipo de terreno. A título orientativo, puede decirse que, en el caso de terrenos arcillosos, su valor es de 25°; mientras que para terrenos rocosos llega a los 50°.

La carga de hundimiento del terreno es de difícil evaluación, ya que depende de muy diversos factores, entre los cuales pueden citarse:

- características geotécnicas del suelo y, en especial, cohesión y ángulo de rozamiento interno que se determinarán mediante ensayos.
- estratificación del terreno y altura del nivel freático en el mismo. Se determinarán mediante sondeos.
- profundidad a que se sitúe la cimentación.
- dimensiones, en planta, del elemento de cimentación.
- tipo de la carga (dirección y excentricidad de la misma).

En la práctica, generalmente se admite que el terreno se comporta elásticamente; lo que conduce a una distribución uniforme o lineal de tensiones sobre el terreno, o de las reacciones sobre los pilotes, siempre que las características del terreno y de la

estructura permitan adoptar tal simplificación, como una primera aproximación a la realidad. Sin embargo, cuando las circunstancias lo requieran, podrán adoptarse distribuciones más complejas, de acuerdo con la teoría y práctica de la Mecánica de Suelos.

Los valores que pueden aceptarse para la presión admisible del terreno, o de la carga de los pilotes, se deducirán de acuerdo con la teoría y práctica de la Mecánica de Suelos.

En el caso de cargas excéntricas, los valores ponderados de las solicitaciones que constituyen las distintas hipótesis de carga que se detallan en 7.4, conducen a excentricidades y a reacciones distintas, para cada una de dichas hipótesis.

Se entiende por "distorsión angular", el cociente entre el asiento diferencial entre dos (2) pilares contiguos y la distancia entre sus ejes. A título orientativo puede decirse que, si la distorsión angular es menor de 1/500, no se produce fisuración en los muros de cerramiento; si no llega a 1/360, se produce sólo una ligera fisuración en ellos, que no será visible hasta que la distorsión alcance el valor 1/250; y que para 1/80 son de temer lesiones en las estructuras.

Aunque se procure que la tensión bajo los distintos elementos de cimentación sea la misma, debido a la falta de homogeneidad del terreno y a las condiciones de cálculo, siempre se producen asientos diferenciales que pueden llegar hasta  $\pm 30\%$  del asiento total. Como orientación puede decirse que un asiento total comprendido entre 2 cm y 4cm, resulta admisible en estructuras de mampostería y que, en estructuras de hormigón armado puede llegar hasta 4 cm ó 7cm, sin riesgo para la estructura.

El asiento total previsible en un terreno depende, entre otros factores, de:

- la distribución de los distintos estratos del suelo y sus espesores.
- las características geotécnicas de cada suelo, en especial el índice de poros y el coeficiente de compresibilidad.
- la distribución de tensiones y el valor de la tensión máxima.

En suelos sin cohesión (arenas), la mayor parte del asiento se produce a breve plazo (durante el período de construcción).

En suelos cohesivos (arcillas), el asiento puede prolongarse durante largos plazos.

En cualquier caso, y dada la complejidad del problema de los asientos, cuando por las características de la estructura o la naturaleza del terreno sean de temer asientos superiores a los aceptables, el proyectista deberá adoptar las providencias especiales del caso.

## 9.8.2 Cimentaciones aisladas

### 9.8.2.1 Generalidades

Se consideran cimentaciones aisladas las zapatas y los cabezales sobre pilotes.

Las zapatas, que son cimentaciones que se disponen para zonas aisladas de la estructura, constituyen el tipo más frecuentemente utilizado y se emplean cuando el terreno tiene una resistencia media o alta en relación con las cargas que le transmite la estructura y es suficientemente homogéneo como para que no sean de temer asientos diferenciales significativos entre las distintas partes de ésta.

Cuando sea necesario recurrir a cimentaciones profundas a base de pilotes, enlazando las cabezas de los distintos pilotes que soportan cada uno de los elementos independientes de la estructura, habrá que disponer un cabezal, que se considerará también, según queda indicado, como cimentación aislada.

Para el cálculo de las reacciones en los pilotes y de las solicitaciones sobre el cabezal, se podrá prescindir del peso propio de éste cuando se pueda considerar que, de forma permanente, el cabezal va a estar totalmente en contacto con el terreno contra el cual se hormigonó.

Los cabezales sobre dos (2) pilotes, deberán quedar arriostrados, para poder absorber las solicitaciones originadas por las excentricidades accidentales de los pilotes, con respecto al pilar que soportan. Este arrostramiento se realizará mediante vigas de hormigón armado (vigas riostra), preferentemente en dirección ortogonal a la línea que une los baricentros de ambos pilotes.

Si en algún caso, se utilizaran cabezales para un solo pilote, estos cabezales tendrán que ir arriostrados, al menos en dos (2) direcciones sensiblemente ortogonales, para darles la necesaria rigidez.

Cuando la sección del pilar que se cimentó sea circular, o en forma de polígono regular, o cuando los ejes de los pilares no coincidan con las direcciones principales de la sección en planta del elemento de cimentación; se tomará como paramento del pilar paralelo a la sección de referencia (véanse 9.8.2.2.1; 9.8.2.2.9.1; 9.8.2.3.3.1 y 9.8.2.3.4), el lado del cuadrado de igual área que la sección del pilar, cuyos ejes coincidan con las direcciones principales de la mencionada sección en planta.

Las zapatas y los cabezales se clasifican, en función de su vuelo y en la dirección en que sea máximo, en los dos (2) tipos siguientes:

- tipo I, rígidas (véanse figuras 9.8.2.1.a y 9.8.2.1.b). Incluye los casos en que el vuelo máximo de la cimentación  $V_{max}$ , medio en ambas direcciones principales, desde el paramento del elemento que se cimenta, no sea superior a  $2h$ .
- tipo II, flexibles. Incluye los casos en que dicho vuelo máximo es superior a  $2h$ , en alguna de las direcciones principales.

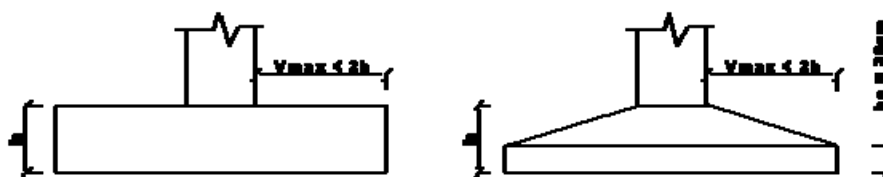


Figura 9.8.2.1.a

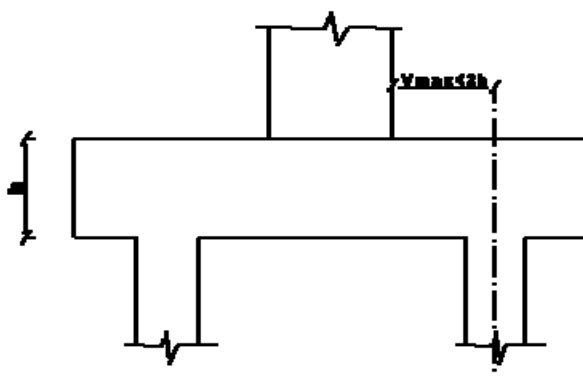


Figura 9.8.2.1.b

#### Comentario

A las zapatas y cabezales del tipo I, se aplicarán las prescripciones incluidas en 9.8.2.2, ya los del tipo II, las recogidas en 9.8.2.3.

Las zapatas y cabezales cuyo vuelo máximo, medido en ambas direcciones principales desde el paramento del elemento que se cimenta, es inferior a  $0,5h$ , requieren, en general, armadura mínima, o pueden, a criterio del proyectista, resolverse como elemento de hormigón en masa, quedando, por tanto, este último caso, fuera del campo de aplicación de esta norma.

Normalmente no es recomendable usar cabezales con un solo pilote.

### 9.8.2.2 Zapatas y cabezales tipo I

A continuación se incluyen las prescripciones que deben cumplirse para el proyecto de zapatas y cabezales del tipo I, los métodos para su cálculo, tanto a flexión como a esfuerzo cortante, y las normas para la disposición de las armaduras necesarias.

#### Comentario

Aunque las prescripciones de 9.8.2.2 y 9.8.2.3, se refieren a elementos de cimentación aislados, que sustentan un solo pilar o muro, la mayor parte de las mismas son aplicables a losas o elementos de cimentación combinados, que hayan de soportar varios pilares y/o muros.

#### 9.8.2.2.1 Cálculo a flexión

##### 9.8.2.2.1.1 Sección de referencias $S_1$ (véase figura 9.8.2.2.1.a)

Para el cálculo a flexión en cada dirección, se define la sección de referencia  $S_1$ , situada a una distancia "0,15 a", hacia el interior del soporte, siendo "a" la dimensión de dicho soporte o muro.

El canto útil de la sección de referencia, se tomará igual a "d" y será como máximo  $1,5 v_1$ .

En el caso de cabezales sobre pilotes se tomará como valor de " $v_2$ ", la distancia del eje del pilote más alejado, al paramento del pilar o muro paralelo a la sección  $S_1$  (véase figura 9.8.2.2.1.1.b). En este caso, además, para el cálculo de los momentos flectores, se puede suponer que la reacción de un pilote está concentrada en la intersección de su línea baricéntrica con el cabezal.

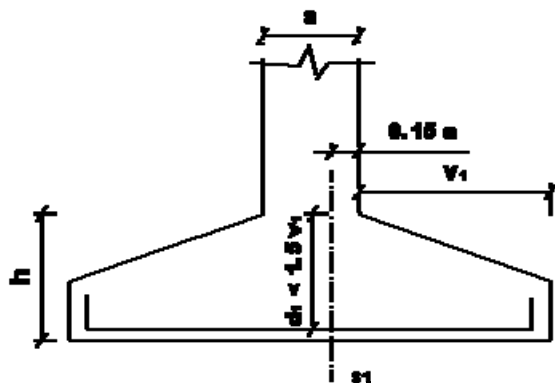


Figura 9.8.2.2.1.1.a

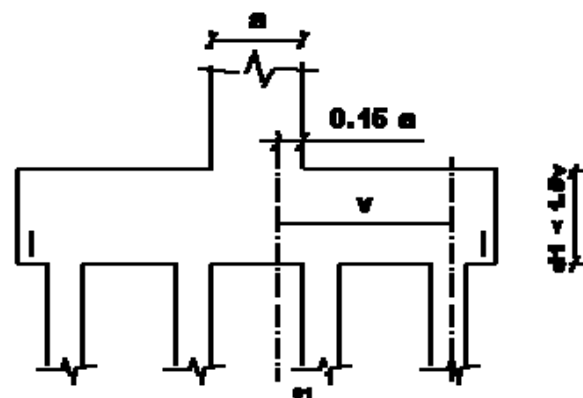


Figura 9.8.2.2.1.1.b

En todo lo anteriormente expuesto, se supone que los pilares o muros son 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 el paramento del pilar y el borde de la placa de acero de reparto, cuando se trate de pilares metálicos con placas de reparto.

#### Comentario

La definición de la sección de referencia tiene en cuenta que, en el caso de pilares delgados y alargados, cuando dicha sección es perpendicular a la mayor dimensión del pilar, el momento flector puede aumentar, considerablemente, por detrás de la sección coincidente con el paramento del pilar (véase figura 9.8.2.2.1.1.c).

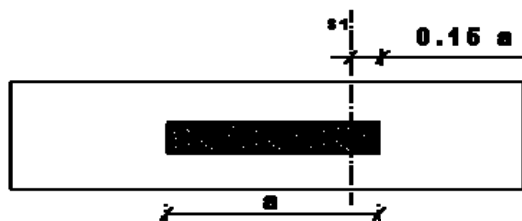


Figura 9.8.2.2.1.c

### 9.8.2.2.2 Cálculo del momento flector

El momento flector máximo que se considerará en el cálculo de las zapatas y cabezales tipo I, será el que se produce en la sección de referencia  $S_1$  definida en 9.8.2.2.1.1 (véase figura 9.8.2.2.2).

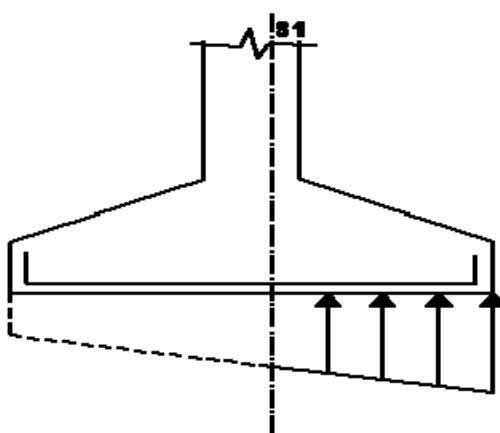


Figura 9.8.2.2.2

### 9.8.2.2.3 Determinación de las armaduras

Para el cálculo de las armaduras necesarias en la sección de referencia, se considerará dicha sección sometida a flexión simple y se aplicará lo dispuesto en 8.1.

El momento flector que debe resistir una sección de referencia, no será menor que la quinta parte del momento que pueda resistir la sección de referencia ortogonal a ella.

#### Comentario

*Cuando la distribución de tensiones sobre el terreno sigue una ley triangular, como la indicada en la figura 9.8.2.2.3, puede ocurrir que el valor absoluto del momento mayorado, en la sección de referencia, debido al peso propio de la zapata y del terreno que sobre ella descansa, sea superior al valor absoluto del momento debido a la suma de las reacciones correspondientes a los valores ponderados de las solicitaciones transmitidas por el pilar más las originadas por el peso propio de la zapata y del terreno que descansa sobre ella, en cuyo caso, será preciso disponer una armadura superior que sea capaz de soportar la diferencia entre los valores absolutos de los dos momentos opuestos antes mencionados.*

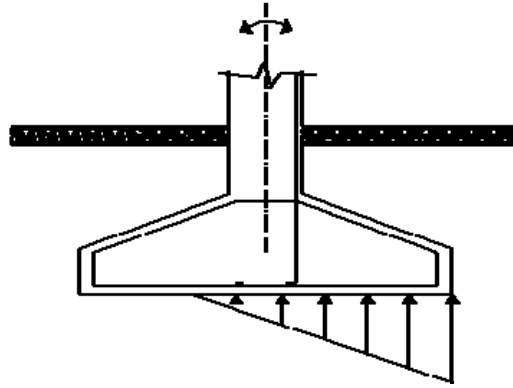


Figura 9.8.2.2.3

#### 9.8.2.2.4 Disposición de las armaduras

Las armaduras que resulten del cálculo de acuerdo con las anteriores prescripciones, se extenderán, en todos los casos, sin reducción alguna de su sección, de un extremo a otro de la zapata o cabezal, e incluso se doblarán hacia arriba si así resulta necesario para conseguir su correspondiente longitud de anclaje.

##### Comentario

*Tanto en el caso de zapatas apoyadas sobre el terreno, como en el caso de cabezales sobre pilotes, un determinado porcentaje de las compresiones transmitidas por el pilar que se cimienta, se distribuye en el interior del elemento de cimentación, por efecto arco, a través de bielas inclinadas. Estas bielas de compresión se intuyen mucho mejor en el caso de cabezales.*

*La armadura trabaja entonces como un auténtico tirante y, por ello, no puede disminuirse su sección y debe extenderse de modo uniforme de un extremo a otro del elemento de cimentación. Además, no podrán dejarse rectos los extremos de las barras, sino que terminarán en patilla, o se soldarán a barras transversales (caso de mallas electrosoldadas).*

#### 9.8.2.2.5 Zapatas

En el caso de zapatas de base cuadrada, las armaduras se distribuirán uniformemente en las dos (2) direcciones paralelas a los lados de la base. Si se trata de zapatas rectangulares armadas en una sola dirección se distribuirán también uniformemente a todo lo largo de la base. Si la base es rectangular y lleva armadura en dos (2) direcciones, la paralela al lado mayor "a", se distribuirá uniformemente en todo el ancho "b" de la base y la paralela al lado menor "b" se colocará de forma que, una fracción de su área total necesaria "A", igual a  $2b'/(a' + b')$ ; quede uniformemente distribuida en una banda central, de ancho "a<sub>1</sub>". El resto de la armadura se distribuirá uniformemente en las dos (2) bandas laterales restantes (véase fig. 9.8.2.2.5.a).

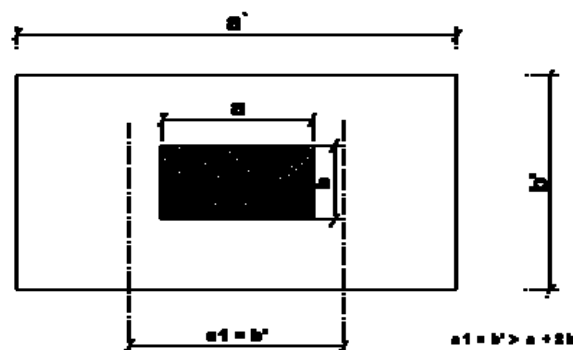


Figura 9.8.2.2.5.a



El ancho “ $a_1$ ” será igual a “ $b$ ”, pero no menor que  $(a + 2h)$ , siendo:

$a$  = lado del elemento que se cimienta, paralelo al lado mayor de la base del elemento de cimentación

$h$  = canto total del elemento de cimentación

Cuando el vuelo “ $v$ ” de la zapata sea igual o inferior al canto total “ $h$ ” de la misma, la armadura inferior se prolongará hasta el borde de la zapata y su longitud  $l_b$  de anclaje se medirá a partir del punto en que termina la parte recta de las barras (véase figura 9.8.2.2.5.b). Si “ $v$ ” es superior a “ $h$ ”, la longitud de anclaje  $l_b$ , se medirá desde una sección situada a la distancia “ $h$ ” del paramento del elemento que se cimentara (véase figura 9.8.2.2.5.c), pero, en todo caso, deberá extenderse de un extremo a otro de la zapata.

#### Comentario

Cuando las cargas que hayan de soportar las zapatas sean importantes, es recomendable colocar, además de las armaduras indicadas en las prescripciones, una armadura perimetral, de tracción, que zunche el perímetro de la base del tronco de cono o de pirámide de las bielas de compresión (véase figura 9.8.2.2.5.d).

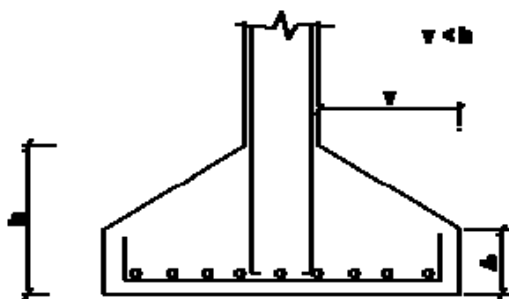


Figura 9.8.2.2.5.b

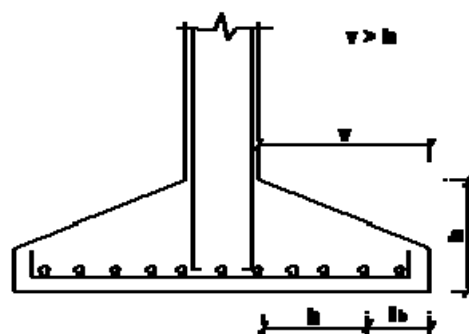


Figura 9.8.2.2.5.c

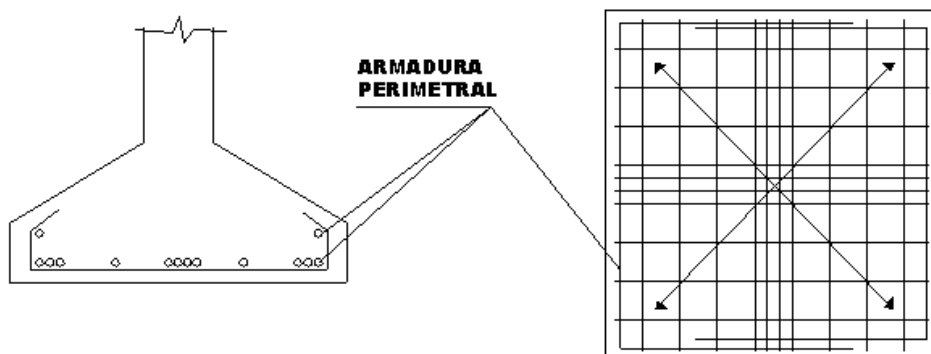


Figura 9.8.2.2.5.d

#### 9.8.2.2.6 Cabezales sobre dos (2) pilotes

Armadura principal: en este caso, la armadura principal inferior se distribuirá uniformemente en toda la longitud del cabezal y se anclará, a partir de las secciones correspondientes a los planos verticales paralelos a la sección de referencia  $S_1$  que pasan por el eje de cada pilote, por prolongación recta y/o en patilla, de tal forma que el anclaje sea capaz de resistir, al menos, el 0,8 de la capacidad mecánica de dicha armadura (véase figura 9.8.2.2.6.a).

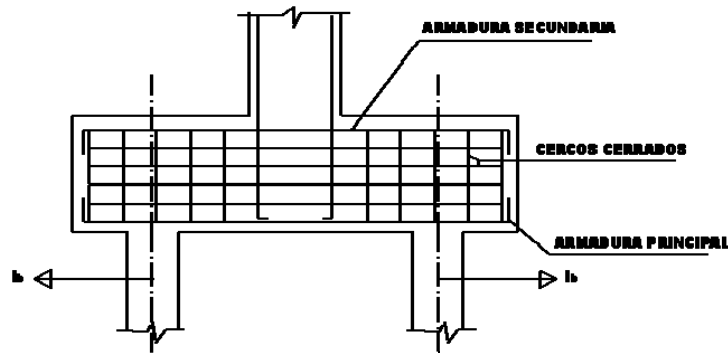


Figura 9.8.2.2.6.a

Armadura secundaria: en los cabezales sobre dos (2) pilotes, se dispondrá una armadura secundaria constituida por:

- una armadura longitudinal, colocada en la cara superior del cabezal, y distribuida uniformemente en toda la longitud del mismo. Su capacidad mecánica no será inferior a  $1/6$  de la que posea la armadura principal inferior.
- unas armaduras horizontales y verticales, dispuestas en retícula, en los paramentos laterales del cabezal. La vertical consistirá en cercos cerrados que aten las armaduras longitudinales superior e inferior. La horizontal estará constituida también por cercos cerrados, para que aten a la armadura vertical antes descrita (véase figura 9.8.2.2.a).

El área "A" en  $\text{cm}^2$ , de cada una de las barras de esta retícula, será la que a continuación se indica:

- si se utilizan barras lisas:  $A = 0.0025 b' t$
- si se utilizan barras corrugadas:  $A = 0,0020 b' t$

En estas expresiones, "b" es el ancho del cabezal, en cm, y "t" la separación, también en cm, entre las barras de la retícula, medida tanto en dirección horizontal como vertical. Si fuese "b" mayor que la mitad del canto total "h" del cabezal, en las expresiones anteriores se sustituirá "b" por "0,5 h".

#### Comentario

*Armadura principal:* en este tipo de cabezales, se forman unas hielas inclinadas de compresión, que van desde el pilar hasta los pilotes y cuyas componentes horizontales han de absorberse mediante armaduras que trabajarán como tirantes.

*El anclaje indicado en las prescripciones es equivalente al de la armadura principal en vigas de gran canto, simplemente apoyadas (véase 9.1.4.4.1).*

*Armadura secundaria:* la armadura indicada en las prescripciones, está destinada a absorber las posibles torsiones que se puedan producir en el cabezal, como consecuencia de un error en el replanteo o un desplazamiento accidental durante su colocación respecto a su posición teórica. Estas posibles torsiones pueden también absorberse, parcial o totalmente, mediante vigas riostra proyectadas como se indica en 9.8.2.1; pudiendo entonces reducirse la citada armadura secundaria.

#### 9.8.2.2.7 Cabezales sobre varios pilotes

Armadura principal: la armadura principal inferior se distribuirá en bandas sobre los pilotes y se anclará adecuadamente a partir del plano vertical coincidente con el eje de cada pilote.

Cuando entre la armadura principal queden grandes áreas sin armar, se dispondrá además una armadura adicional en retícula, cuya capacidad mecánica en cada dirección no será inferior a  $1/4$  de la de cada banda.

Armadura secundaria: en principio, en los cabezales sobre varios pilotes no se requiere disponer armadura secundaria, ni horizontal ni vertical.

#### Comentario

*Armadura principal: como quiera que las bielas espaciales de compresión que se forman en el interior del cabezal, van desde la base del pilar cimentado hacia los apoyos rígidos constituidos por los pilotes, y es allí donde deben ser desviadas por los tirantes, es fundamental que la armadura principal del cabezal se concentre en bandas sobre los pilotes, en lugar de distribuirla uniformemente en toda la superficie de la base del cabezal.*

*Análogamente a lo indicado en 9.8.2.2.5, al tratar de zapatas, cuando las cargas que hayan de soportar los cabezales sean importantes, es recomendable colocar, además de las armaduras indicadas, una armadura perimetral, de tracción, que zunche el conjunto de las bielas espaciales de compresión que se forman, evitando así la fisuración prematura de los paramentos laterales del cabezal.*

*A título informativo, en la figura 9.8.2.2.7.a, se presentan algunas de las disposiciones que pueden darse a la armadura principal inferior, en el caso de cabezales de forma poligonal para varios pilotes destinados a la cimentación de un solo pilar.*

*Cuando las cargas que se hayan de soportar sean importantes, convendrá disponer una armadura de suspensión de la armadura principal, ya que ésta se encuentra sometida a un empuje hacia abajo. Si no se coloca esta armadura de suspensión, existe el riesgo de que se formen grietas que provocarán la rotura prematura del cabezal véase fig. 9.8.2.2.7 b).*

*Si los pilotes están relativamente próximos (separación inferior a tres (3) veces el diámetro del pilote), la armadura de suspensión se colocará a la mitad de la distancia entre pilotes y si la separación es mayor, se distribuirá uniformemente en toda la zona comprendida entre pilotes.*

*Se recomienda dimensionar esta armadura de suspensión, para que sea capaz de soportar una fuerza no inferior a:*

$$\frac{N}{1,5 n}$$

*con "n" no inferior a 3. En esta expresión:*

*N = reacción de la pila o pilar que se cimienta*

*n = número de pilotes*

*Armadura secundaria: véase lo que para la armadura secundaria, se indica en el comentario a 9.8.2.2.6.*

Pilotaje	Centro recomendado "d"	Tensión hormigón bielas encepado $\sigma_{c,encepado}$	Capacidad mecánica de la armadura principal o perimetral $U_p$	Capacidad mecánica de la armadura secundaria o mallazo $U_m$
	$0,7 \left( l - \frac{a_1}{2} \right)$	$= 1,50 * \sigma_{c,pilar} \leq 0,6f_{cd}$ $= 1,50 * \sigma_{c,pilote} \leq 0,6f_{cd}$	$\frac{N_d}{4d} \left( 1 - \frac{a_1}{2} \right)$	$0,2 U_p$
	$0,82 \left( l - \frac{a_1}{2} \right)$	$= 1,50 * \sigma_{c,pilar} \leq 0,6f_{cd}$ $= 1,50 * \sigma_{c,pilote} \leq 0,6f_{cd}$	$\frac{N_d}{9d} \left( 1 - \frac{a_1}{2} \right)$	$0,2 U_p$
	$\left( l - \frac{a_1}{2} \right)$	$= 1,50 * \sigma_{c,pilar} \leq 0,6f_{cd}$ $= 1,50 * \sigma_{c,pilote} \leq 0,6f_{cd}$	$\frac{N_d}{8d} \left( 1 - \frac{a_1}{2} \right)$	$0,3 U_p$
	$1,2 \left( l - \frac{a_1}{3} \right)$	$= 1,50 * \sigma_{c,pilar} \leq 0,6f_{cd}$ $= 1,50 * \sigma_{c,pilote} \leq 0,6f_{cd}$	$\frac{N_d}{7d} \left( 1 - \frac{a_1}{3} \right)$	$0,4 U_p$
	$1,45 \left( l - \frac{a_1}{4} \right)$	$= 1,50 * \sigma_{c,pilar} \leq 0,6f_{cd}$ $= 1,50 * \sigma_{c,pilote} \leq 0,6f_{cd}$	$\frac{N_d}{6d} \left( 1 - \frac{a_1}{4} \right)$	$0,5 U_p$

Figura 9.8.2.2.7.a

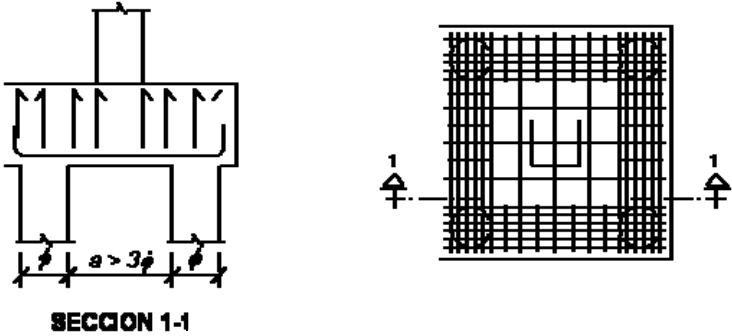


Figura 9.8.2.2.7.b

9.8.2.2.8 Comprobación de la adherencia

De forma análoga a la indicada en 12.3.1, para garantizar la suficiente adherencia entre las armaduras y el hormigón del elemento de cimentación, deberá verificarse que:

$$\tau_b = \frac{V_{d1}}{0,9 \cdot d \cdot n \cdot u} \leq \tau_{bd}$$

donde:

- $V_{d1}$  = esfuerzo cortante mayorado por unidad de longitud, en la sección de referencia  $S_1$  definida en 9.8.2.2.1.1  
 $n$  = 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 adherencia

Para estas cimentaciones y cuando sean barras corrugadas, deberá tomarse para  $\tau_{bd}$ , en lugar de lo señalando en 1.2.3.2, el valor dado por lo siguiente expresión:

$$\tau_{bd} = 0,44\sqrt[3]{f_{cd}^2}$$

en la cual,  $\tau_{bd}$  y  $f_{cd}$  vienen expresadas en MPa.

#### **Comentario**

*El valor relativamente bajo, en relación con el forme de las reacciones del terreno, sobre toda la deducido de la fórmula general que aparece en superficie del elemento de cimentación, 1.2.3.2, adoptado en las prescripciones para el valor de cálculo para la adherencia, se a deducido basándose en los resultados de ensayos efectuados sobre zapatas cuadradas, en las cuales se produce una fuerte concentración de cargas en el centro. Por el contrario, el valor de  $V_d$  se suele determinar suponiendo una distribución uniforme de las reacciones del terreno, sobre toda la superficie del elemento de cimentación.*

*La expresión incluida en las prescripciones para  $\tau_{bd}$  en el caso de barras corrugadas, se transforma en la que a continuación se indica, cuando  $\tau_{bd}$  y  $f_{cd}$  vienen expresadas en  $kg/cm^2$ .*

$$\tau_{bd} = 0,95\sqrt[3]{f_{cd}^2}$$

### **9.8.2.2.9 Cálculo a cortante**

#### **9.8.2.2.9.1 Sección de referencia $S_2$**

Como norma general, se considerará como sección de referencia  $S_2$  para el cálculo a cortante, aquella sección plana, perpendicular a la base de la zapata o cabezal, paralela al paramento del pilar o muro que se cimienta, y que está situada por fuera del mismo, a una distancia igual a la mitad del canto útil "d", de la zapata o cabezal, medida a partir del paramento del citado elemento (pilar o muro).

Cuando uno (1) o más pilotes estén situados, total o parcialmente, a una distancia del paramento del elemento que se cimienta, inferior a medio canto útil "d" del cabezal (véase figura 9.8.2.2.9.1.a) la sección de referencia  $S_2$ , será la que coincida con el paramento del elemento cimentado.

En el caso de pilares metálicos apoyados en placas de reparto de acero, la sección de referencia será la situada a la mitad de la distancia entre el paramento del pilar y el borde de la placa.

El ancho  $b_2$ , de la sección de referencia  $S_2$ , viene dada por (véase figura 9.8.2.2.9.1.c).

$$b_2 = (b + d) \leq b'$$

donde:

$b$  = dimensión del pilar o del muro, medida paralelamente a la sección de referencia  $S_2$

$d$  = canto útil de la zapata o cabezal, medido en el paramento exterior del pilar o del muro  
 $b'$  = ancho máximo de la zapata o cabezal, 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 cabezal en la sección que se considera si el canto útil  $d_2$ , así definido, de esta sección de referencia, resultase superior a 1,5 veces el vuelo " $v_2$ " de la zapata o cabezal, medido a partir de la citada sección  $S_2$  y perpendicularmente a la misma, se tomará para  $d_2$  el valor de  $1,5 v_2$ .

Para cabezales sobre pilotes, se tomará como vuelo  $v_2$ , la distancia entre la sección de referencia  $S_2$ , y el eje del pilote más próximo al borde del cabezal (véase figura 9.8.2.2.9.1.c).

#### Comentario

Si la base de la zapata y la sección recta del pilar son cuadradas o circulares y concéntrica y si, además, se trata de un caso de carga centrada, las características de la sección de referencia  $S_2$ , son tales que se llega, prácticamente, a las mismas disposiciones obtenidas en un cálculo a punzonamiento. En cambio, si se trata de una zapata alargada sometida a una reacción no uniforme del terreno, no es posible adoptar, para el cálculo a cortante, el valor medio del esfuerzo cortante a lo largo de toda la superficie de punzonamiento y ha de tomarse el correspondiente a la sección de referencia  $S_2$ , tal y como se define en las prescripciones.

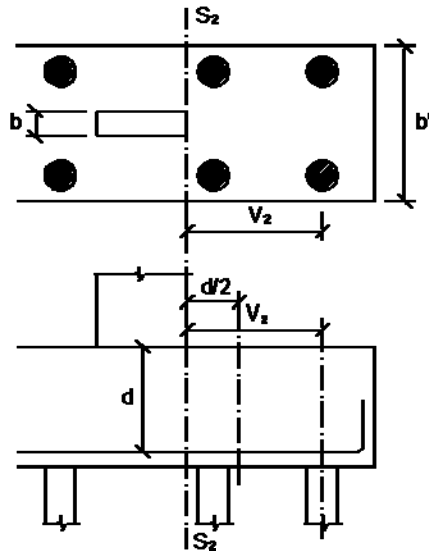


Figura 9.8.2.2.9.1.a

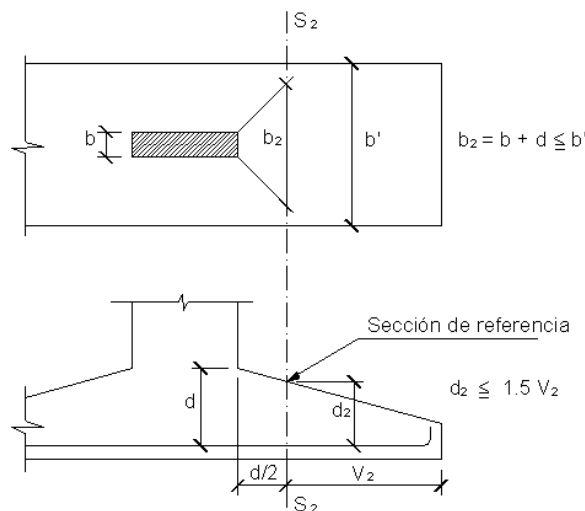


Figura 9.8.2.2.9.1.b

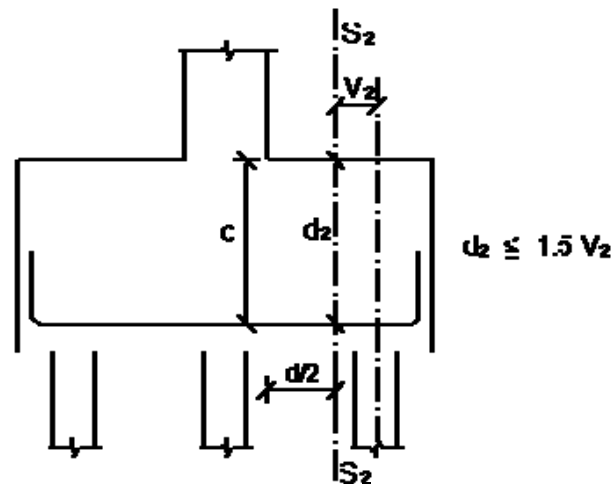


Figura 9.8.2.2.9.1.c

### 9.8.2.2.9.2 Cálculo del esfuerzo cortante

El cortante máximo que se considera en el cálculo de zapatas y cabezales del tipo I, es el que se produce en la sección de referencia  $S_2$  anteriormente definida.

En el caso de cabezales sobre pilotes, para calcular el cortante exterior a la sección de referencia  $S_2$ , se admite que todo pilote cuyo centro esté situado a una distancia de dicha sección, igual o superior a la mitad del diámetro del pilote y hacia el borde del cabezal, produce en  $S_2$  un cortante igual a la reacción total del pilote.

Por el contrario, se considera que todo pilote cuyo centro esté situado a una distancia de  $S_2$  igual o superior a la mitad de su diámetro, hacia el interior del cabezal, no produce cortante en la sección de referencia.

Si el centro del pilote queda situado en una posición intermedia entre las dos (2) antes mencionadas, la fracción de la reacción del pilote que produce cortante en  $S_2$ , se calculará mediante una interpolación lineal entre el valor de la reacción total del pilote y cero.

Si el elemento que se cimienta es un muro, el esfuerzo cortante se calculará por unidad de longitud.

### 9.8.2.2.9.3 Valor de cálculo del esfuerzo cortante

#### 9.8.2.2.9.3.1 Zapatas

El valor de cálculo del esfuerzo cortante  $V_{d2}$ , correspondiente a la sección de referencia  $S_2$  de una zapata, deberá cumplir la siguiente limitación:

$$V_{d2} \leq 2 \cdot b_2 \cdot d_2 \cdot f_{cv}$$

donde:

- $V_{d2}$  = esfuerzo cortante mayorado, que actúa en la sección de referencia  $S_2$
- $b_2$  y  $d_2$  = dimensiones de la sección de referencia  $S_2$ , definida en 9.8.2.2.9.1
- $f_{cv}$  = resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante (véase 8.2.3.2.2)

$$f_{cv} = 0,131\sqrt[3]{f_{ck}^2} \text{ (Mpa)}$$

$$\text{ó, } f_{cv} = 0,282\sqrt[3]{f_{ck}^2} \text{ (kp/cm}^2\text{)}$$

### 9.8.2.2.9.3.2 Cabezales sobre pilotes

El valor de cálculo del esfuerzo cortante correspondiente a la sección de referencia de un cabezal, deberá cumplir la siguiente limitación:

$$V_{d2} \leq 3 f_{vd} \cdot b_2 \cdot d_2 \left(1 - \frac{V_2}{5d}\right)$$

donde:

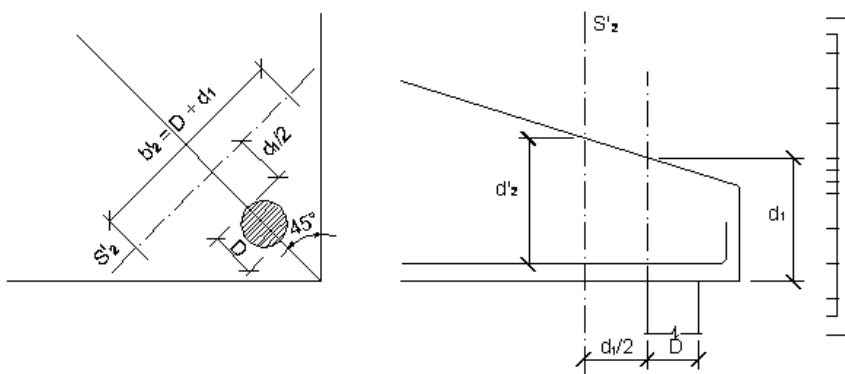
$V_{d2}$ ,  $b_2$ ,  $d_2$  y  $f_{cv}$ , tienen el mismo significado explicado en 9.8.2.2.9.3.1

$d$  = canto útil del cabezal, definido en 9.8.2.2.9.1

$v_2$  = máximo vuelo del cabezal (véase figura 9.8.2.2.9.1.a)

Comprobaciones adicionales: se deberá comprobar la resistencia local a esfuerzo cortante, en aquellas secciones del cabezal en las que, debido a la magnitud o a la localización de las reacciones y a las dimensiones geométricas de la sección, se pueden producir estados más desfavorables que los obtenidos en la sección de referencia.

Cuando en los cabezales sobre varios pilotes existan pilotes de esquina, se comprobará el cortante en la sección situada a una distancia del paramento interior del pilote, igual a la mitad del canto útil  $d_1$  del cabezal, medido dicho canto, también en el citado paramento interior (véase figura 9.8.2.2.9.3.2).



**Figura 9.8.2.2.9.3.2**

El ancho de esta sección, se tomará igual a:

$$b'_2 = D + d_1$$

donde:

$D$  = el diámetro del pilote en el caso de sección circular o el diámetro del pilote circular de igual área, en el caso de sección de forma cualquiera

$d_1$  = canto útil del cabezal, medido en el paramento interior del pilote



Como canto útil  $d'_2$ , de dicha sección  $S_2$ , se tomará el del cabezal en la sección que se considera.

El esfuerzo cortante de cálculo  $V_d$ , en la sección de comprobación así definida, deberá cumplir la siguiente limitación:

$$V_d \leq 1,7 b'_2 \cdot d'_2 \cdot f_{cv}$$

en donde  $f_{cv}$  tiene el significado indicado en 9.8.2.2.9.3.1.

Las prescripciones aquí incluidas no son aplicables al caso de cabezales sobre dos (2) pilotes. Para estos se aplicará el método general de cálculo.

### 9.8.2.3 Zapatas y cabezales tipo II

Se incluyen aquí las zapatas y cabezales cuyo vuelo "v", medido desde el paramento del elemento que se cimienta, supera, en alguna de las direcciones principales, las limitaciones impuestas 9.8.2.1, para los elementos de cimentación del tipo I.

#### 9.8.2.3.1 Cálculo a flexión

Es aplicable todo lo indicado en 9.8.2.2.1, para el cálculo a flexión de los elementos de cimentación del tipo I.

##### **Comentario**

*En el caso de elementos de cimentación de base rectangular, armados en dos (2) direcciones, se puede simplificar la colocación de las armaduras paralelas al lado menor "b" del elemento de cimentación, prescrita en 9.8.2.2.5 y distribuirlas uniformemente en toda la longitud a' del lado mayor del elemento, si se utiliza un área de armadura  $A_{s, fic}$ , mayor que la  $A_s$  requerida por el cálculo. El valor de  $A_{s, fic}$ , viene dado por la siguiente expresión:*

$$A_{s, fic} = \frac{2A_s \cdot a'}{a' + b'}$$

siendo  $b' \geq (a + 2h)$ .

#### 9.8.2.3.2 Comprobación de la adherencia

La comprobación se efectuará de acuerdo a lo establecido en 12.3.1.

#### 9.8.2.3.3 Cálculo a cortante

En las zapatas y cabezales tipo II, se harán dos (2) comprobaciones a cortante: una, considerando el elemento como lineal y otra a punzonamiento, en las zonas próximas a cargas o reacciones concentradas, como son las bases de los pilares o las cabezas de los pilotes.

##### **Comentario**

*Se distinguen dos (2) tipos de comportamiento frente al cortante, según se trate de elementos de cimentación largos y estrechos, que trabajan esencialmente como vigas, o elementos de mayor ancho, que trabajan a flexión en dos direcciones. En este último caso, el fallo puede producirse por punzonamiento.*

#### 9.8.2.3.3.1 Cálculo como elemento lineal

En este caso, la zapata o cabezal se debe calcular a cortante de acuerdo con lo establecido en 8.2.1.

Como sección de referencia se tomará aquella sección plana, perpendicular a la base de la zapata o cabezal que comprende la sección total del elemento de cimentación, que es paralela al paramento del pilar o muro que se cimienta y está situada, por fuera del mismo, a una distancia igual al canto útil "d", de la zapata o cabezal, medida a partir del paramento del pilar o muro.

Posteriormente se comprobará, si se estima necesario, el valor del cortante en sucesivas secciones, cada vez más alejadas del paramento del pilar o muro.

En el caso de pilares metálicos apoyados sobre placas de reparto de acero, la distancia igual al canto útil "d", a la que debe situarse la sección  $S_2$ , se medirá a partir del punto medio entre el paramento del pilar y el borde de la placa.

#### **Comentario**

*Para realizar este cálculo, se considera a la zapata o al cabezal como una viga ancha convencional, con una fisura potencial inclinada que se extiende en un plano a todo lo ancho del elemento de cimentación.*

#### **9.8.2.3.4 Cálculo a punzonamiento**

Para la comprobación a punzonamiento, se tomará como sección de referencia en la cual debe hacerse la comprobación, aquella sección perpendicular a la base de la zapata o cabezal, formada por el conjunto de secciones verticales, situadas alrededor del pilar o muro que se cimienta, concéntricas con él, a una distancia de su paramento igual a la mitad del canto útil del elemento de cimentación (véase también 9.4.5.5).

En la sección de referencia así definida, se tomará como resistencia virtual de cálculo del hormigón, a esfuerzo cortante, el valor  $2 f_{cv}$ , siendo  $f_{cv}$  el valor definido en 8.2.3.2.2.

Sí, la tensión que deba absorberse fuese superior a  $2 f_{cv}$ , será preciso disponer armadura de punzonamiento. De cualquier forma, aunque se disponga esta armadura, no será admisible una tensión que exceda de  $3 f_{cv}$ .

En el caso de pilares alargados en los cuales la relación entre los lados mayor y menor de la sección sea superior a dos (2), sólo podrá considerarse como perímetro eficaz de la sección de referencia, el indicado con trazo grueso en la figura 9.4.5.5 b. En el resto del perímetro de  $S_3$ , se considerará como resistencia virtual de cálculo del hormigón, a esfuerzo cortante, el valor  $f_{cv}$ .

La armadura de punzonamiento constituida por barras dobladas y/o cercos, verticales o inclinadas, se calculará de acuerdo con lo indicado en 8.2.3, tomando para el cortante el valor correspondiente a la sección de referencia  $S_3$  anteriormente definida.

La distribución de las armaduras así calculadas, se efectuará de acuerdo con lo indicado en 8.2.3 y en la figura 9.4.5.6.a.

#### **Comentario**

*Para realizar el cálculo a punzonamiento, se considerara a la zapata o al cabezal como un elemento trabajando en dos (2) direcciones, con una fisura potencial inclinada, situada según una superficie en forma de tronco de cono o de pirámide, alrededor de una carga concentrada o de una reacción.*

*De acuerdo con lo indicado en las prescripciones será necesario comprobar el punzonamiento bajo las cargas transmitidas por los pilotes aislados más solicitados. Cuando varios pilotes estén tan próximos que la menor envolvente de las secciones de referencia individuales de cada pilote, tenga un perímetro menor que la suma de los perímetros de las secciones de referencia individuales, se tomará como sección de referencia para el cálculo, la envolvente mencionada; la cual se considerará sometida a la reacción total transmitida por el grupo de pilotes incluidos en dicha envolvente.*

*En la figura 9.8.2.3.4, se representa un ejemplo de este caso.*

Si las reacciones del terreno o de los pilotes no están uniformemente distribuidas en la base de la zapata o del cabezal, la parte del área de la sección de referencia que se tendrá en cuenta para dimensionar el elemento de cimentación o la armadura de punzonamiento, será la que corresponda con las mayores presiones del terreno o las mayores reacciones de los pilotes.

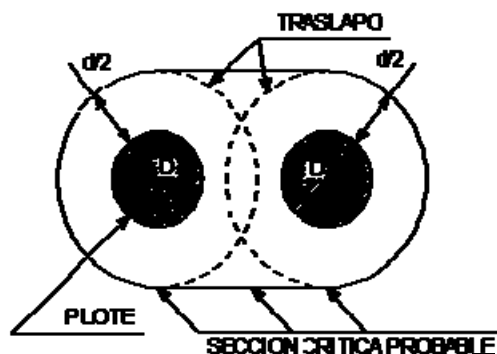


Figura 9.8.2.3.4

Debe hacerse notar que, siempre que al realizar la comprobación de punzonamiento, se deduzca la necesidad de disponer armadura adicional de punzonamiento, resulta más conveniente, en lugar de colocar esta armadura, aumentar el canto del elemento de cimentación en la magnitud precisa.

### 9.8.3 Cimentaciones continuas

#### 9.8.3.1 Generalidades

Las cimentaciones continuas son utilizadas para soportar una carga lineal o varias cargas concentradas alineadas. En el primer caso se denominan zapatas corridas y en el segundo vigas de cimentación (véase figura 9.8.3.1).

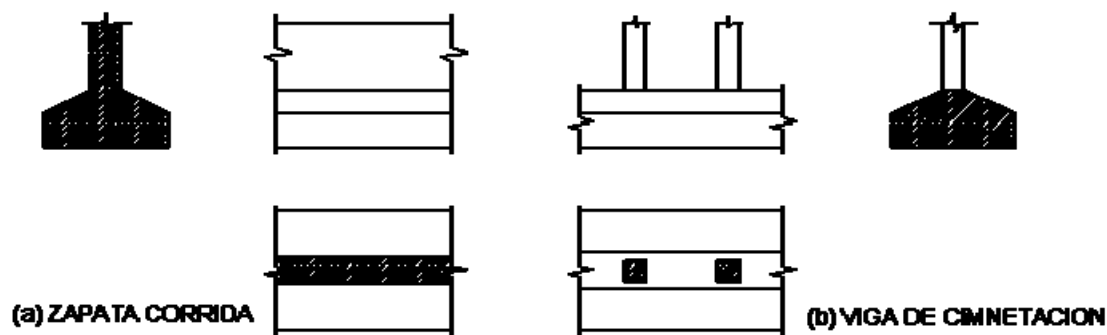


Figura 9.8.3.1

#### 9.8.3.2 Zapatas corridas

Este tipo de cimentación, además de soportar una carga lineal (generalmente un muro) puede recibir un momento flector transversal.

##### 9.8.3.2.1 Cálculo a flexión

Para el cálculo a flexión, se supondrá, en la sección transversal, una distribución lineal de tensiones sobre el suelo y el cálculo se efectuará de acuerdo con lo establecido en 9.8.2.2.1. Se tomará como sección de referencia la situada a una distancia del paramento del muro que se cimenta, hacia el interior del elemento de cimentación, igual a:

- 0,15 a, para muros de hormigón

- 0,25 a, para muros de mampostería

Siendo “a” el espesor del muro.

La armadura longitudinal, paralela al muro, deberá ser capaz de absorber, contando con el canto “d” de la zapata, un momento igual al 20 % del que absorbe la transversal, e irá dispuesta encima de ella. Si en el muro existen huecos, será necesario reforzar dicha zona con una armadura longitudinal suplementaria.

#### **Comentario**

*Se calculará el momento flector por unidad de longitud de la zapata. Este momento se considerará aplicado a una sección de ancho unidad y canto igual al de la zapata en el paramento del muro, pero no superior a 1,5v, siendo “v” el vuelo de la zapata. La razón de esta limitación es que, para cantos mayores, la zona superior de la cimentación no resulta ya colaborante debido a que, por la excesiva inclinación que tomarían las bielas correspondientes, resultarían ineficaces.*

*En caso necesario (zapatas escalonadas), la comprobación a la flexión deberá repetirse en otras secciones, si se estima que éstas pueden estar en peores condiciones.*

### **9.8.3.2 Comprobación de la adherencia**

Se efectuará de acuerdo con lo establecido en 12.3.

#### **Comentario**

*En el caso de zapatas aisladas, armadas con barras corrugadas (véanse comentarios a 9.8.2.2.8), se prescribe que, cuando “v” ≤ 2h, deberá tomarse:*

$$\tau_{bd} = 0,95 \sqrt[3]{f_{cd}^2}$$

en lugar del valor:

$$\tau_{bd} = \frac{\tau_{bu}}{1,6} \sqrt{\left(\frac{f_{ck}}{225}\right)^2}$$

que en 12.3.2, se especifica con carácter general.

*Este nuevo valor viene justificado por los resultados obtenidos en ensayos realizados sobre zapatas obtenidos en ensayos realizados sobre zapatas aisladas, en las cuales se produce un incremento de las tensiones de adherencia en las barras centrales respecto a las laterales.*

*Como quiera que en las zapatas corridas este efecto no se produce, para la comprobación de adherencia, en este caso, se adoptará el valor:*

$$\tau_{bd} = \frac{\tau_{bu}}{1,6} \sqrt{\left(\frac{f_{ck}}{225}\right)^2}$$

Cualquiera que sea el vuelo de la zapata.

En las fórmulas anteriores  $\tau_{bd}$  y  $f_{ck}$ , se expresan en kp/cm<sup>2</sup>.

### **9.8.3.2.3 Comprobación a esfuerzo cortante**

Se efectuará por unidad de longitud de la cimentación.

En este caso no existe rotura por punzonamiento y el cálculo a esfuerzo cortante se hará según lo establecido en 9.8.2.2.9, tomando:

$$V_{cu} = 2 d_1 f_{cv}, \text{ para } V \leq 2h$$

$$V_{cu} = d_1 f_{cv}, \text{ para } V > 2h$$

con los siguientes significados:

$V_{cu}$  = esfuerzo cortante de agotamiento por unidad de longitud de la zapata  
 $d_1$  = canto útil de la sección de referencia

#### 9.8.3.2.4 Comprobación de las condiciones de fisuración

Es necesaria la comprobación a la fisuración. En general, la cimentación debe considerarse situada en ambiente húmedo, o sea, en caso II, ya que es usual la presencia de agua en el terreno y, por lo tanto, las posibilidades de corrosión son importantes.

##### Comentario

*Para el caso poco frecuente, en que pueda garantizarse la ausencia de agua a cota de cimentación, se considerará que la zapata se encuentra en ambiente protegido, es decir, en caso I.*

#### 9.8.3.3 Vigas de cimentación

Se entiende por viga de cimentación aquella sobre la que apoyan dos (2) o más pilares. En este caso se supone que la distribución transversal es uniforme.

Se admite, como procedimiento suficientemente correcto, el cálculo de la cimentación como viga sobre apoyo elástico (viga flotante, véase figura 9.8.3.3) formando parte integrante de la estructura. A estos efectos, se supone que la tensión del terreno, en cada punto, es proporcional al descenso de la viga, siendo el factor de proporcionalidad el coeficiente de balasto del suelo, función del tipo de éste.

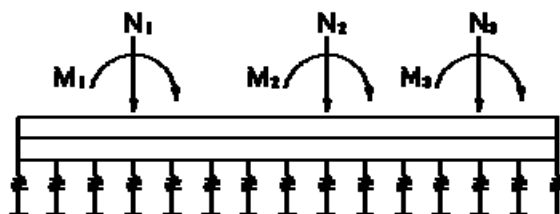


Figura 9.8.3.3

El cálculo de la viga de cimentación supuesta aislada de la estructura, requiere la consideración de la deformabilidad del conjunto suelo, cimiento y estructura. En el caso de una estructura rígida y cimiento rígido, se puede suponer que la distribución de presiones del suelo es linealmente variable y calcular los esfuerzos isostáticamente, a partir de las cargas conocidas en los pilares y de la distribución de presiones.

Cuando la estructura es flexible, ya sea para un cimiento rígido o flexible, puede adoptarse, con razonable aproximación, el cálculo como viga sobre apoyo elástico.

Para el caso de una estructura rígida y cimiento flexible, el procedimiento de cálculo es complejo y requiere un estudio especial, ya que el cálculo como viga sobre apoyo elástico, no se puede aplicar debido a que la gran rigidez de la superestructura o viga, obliga a que la desnivelación entre los distintos puntos de enlace de los soportes con la cimentación sea lineal.

Las armaduras transversales se calcularán y dispondrán como se indica en 9.8.2. A estas vigas de cimentación se aplicarán las disposiciones generales referentes a elementos lineales.

#### Comentario

Una ventaja de este tipo de cimentación reside en la menor sensibilidad que presenta con respecto a las zapatas aisladas, frente a un posible defecto local del terreno, presencia de oquedades, etc.

Una viga de cimentación se puede considerar rígida, cuando las luces  $L$  (distancia entre pilares), de todos los vanos de la estructura que carga sobre ella, cumplen la relación:

$$L \leq 1,75 \sqrt[4]{\frac{EI}{K_b}}$$

y las luces de los posibles voladizos son:

$$L \leq 0,88 \sqrt[4]{\frac{EI}{K_b}}$$

donde:

$K_b$  = coeficiente de balasto, para un ancho "b" de la cimentación. A título orientativo, se indica que la rigidez aproximada de la estructura puede estimarse la expresión:

$$K_r = \frac{E_c \cdot I_c + \sum E \cdot I_v + \frac{E \cdot a \cdot h^3}{12}}{E_t \cdot L \cdot b^3}$$

donde:

$E_c$  = módulo de deformación del hormigón de la cimentación

$I_c$  = momento de inercia de la sección de la cimentación

$\sum E \cdot I_v$  = suma de los productos  $E \cdot I_v$ , extendida en vertical y forjados, paralelos a la cimentación y que transmiten sus cargas a los pilares que apoyan en ellas

$\frac{E \cdot a \cdot h^3}{12}$  = para cualquier muro paralelo a la cimentación y que cargue sobre ella, producto del módulo de deformación del material del muro por el momento de inercia de la sección de éste (siendo  $a$  espesor del muro y  $h$  su altura)

$E_t$  = módulo de deformación del terreno. Como valor de  $E_t$ , puede tomarse el dado por la expresión:

$$E_t = 0,70 K_d \cdot d$$

siendo  $K_d$  el módulo obtenido para una placa de diámetro "d".

No está justificado el cálculo de este tipo de cimentación como viga continua invertida, apoyada en los pilares; ya que, además de su mayor complicación, presupone que no hay desnivelación entre los pilares, lo cual es incorrecto y, como consecuencia, resultan reacciones en los mismos que no concuerdan con las cargas realmente actuantes.

## 9.8.4 Losas de cimentación

### 9.8.4.1 Generalidades

Cuando el terreno sea heterogéneo, para repartir mejor la carga y reducir los asientos diferenciales, es recomendable sustituir la cimentación a base de zapatas por losas de cimentación.

Igualmente, cuando la resistencia del terreno sea insuficiente para soportar las tensiones a que daría lugar una cimentación sobre zapatas aisladas, y no resulta posible o aconsejable profundizar la cimentación hasta la cota de un terreno de mayor resistencia, se pueden utilizar losas de cimentación, nervadas o macizas.

La estructura que se vaya a cimentar, no deberá estar sometida a sobre carga que presenten asimetrías importantes, capaces de originar asientos diferenciales elevados en las distintas zonas de la losa de cimentación.

**Comentario**

*Si la superficie total de las zapatas necesarias en una cimentación, es superior a la mitad de la superficie cubierta de la construcción, resulta generalmente más económico, utilizar losas de cimentación debido a: el menor espesor necesario de hormigón, la menor cuantía de armaduras, el ahorro de encofrados y excavación más sencilla.*

*Si la estructura va a estar sometida a cargas asimétricas y rápidamente variables para poder adoptar la cimentación mediante losa, será preciso realizar previamente, un detenido estudio del comportamiento a lo largo del tiempo, del conjunto terreno-cimentación-estructura, teniendo en cuenta las condiciones de utilización previstas.*

*En el caso de estructuras de gran superficie en planta, será necesario estudiar cuidadosamente los asientos previsibles, en los diferentes puntos de la cimentación.*

**9.8.4.2 Dimensionamiento**

Las especificaciones que a continuación se incluyen son aplicables exclusivamente al caso de estructuras rígidas.

Con el objeto de que el reparto de tensiones en el terreno sea lo más uniforme posible, evitándose así que se produzcan asientos diferenciales susceptibles de provocar la inclinación del conjunto de la estructura, deberá procurarse que la resultante de las acciones transmitidas por ésta, pase lo más cerca posible del centro de gravedad de la superficie de la losa de cimentación. En ningún caso se admitirá que dicha resultante caiga fuera del núcleo central de la losa. Si dicha resultante no coincide sensiblemente con el citado centro de gravedad y se considera que la losa es rígida, no podrá considerarse un reparto uniforme de las reacciones del terreno.

Si el terreno sobre el que descansa la losa presenta variaciones importantes de nivel o de resistencia, de unas zonas a otras, el espesor de la losa deberá también cambiar, correlativamente, para hacerlo compatible con dichas variaciones. Si estas diferencias de espesor llegan a ser importantes, deberá escalonarse el perfil de la losa o ser absorbidas aquellas, colocando macizos de hormigón en masa, en forma de cuñas o mediante otros dispositivos adecuados que eviten la descompresión eventual del terreno en las zonas de distinto nivel.

Cuando los asientos diferenciales previstos sean pequeños podrán absorberse dimensionando los nervios de la losa, como si se tratase de un forjado, con la adecuada flexibilidad, pero si se prevé que dichos asientos van a ser importantes y pueden originar deformaciones perjudiciales para la estructura, habrá que dimensionar la losa dándole la rigidez necesaria para impedir tales deformaciones.

En el caso en que la compresibilidad del terreno varíe considerablemente de unas zonas a otras, o la diferencia de rigidez de las distintas partes de la estructura sea muy marcada, podrá fraccionarse convenientemente la superficie de la losa, independizando así las diferentes zonas.

**Comentario**

*Para conseguir la coincidencia de la resultante de las acciones transmitidas por la estructura y del centro de gravedad de la losa, habrá que estudiar de un modo adecuado, las dimensiones de alineación de las fachadas.*

*Se recomienda que para cualquier hipótesis de carga, la resultante caiga dentro de la denominada "zona de seguridad de la losa". Esta zona es nomotética del núcleo central con respecto al centro de gravedad de la losa, pero de dimensiones iguales a la mitad de las del citado núcleo.*

*La rigidez de la cimentación puede aumentarse incrementando el canto de los nervios hasta transformarlos en pantallas verticales, de tal forma que el conjunto constituya una sección cajón.*

### 9.8.4.3 Principios de cálculo

En general, el cálculo de la losa se realizará para la hipótesis de sobrecargas máximas actuando simultáneamente sobre todos los elementos de la estructura que se cimienta.

Sin embargo, será necesario comprobar también que en ciertos estados de sobrecarga parcial, no sobrepasen los valores máximos fijados en esta norma para la resistencia de los materiales. Esta comprobación es especialmente importante en las zonas de unión entre las distintas partes de la estructura, en la hipótesis de que unas se encuentran cargadas y otras descargadas.

Generalmente, podrá calcularse la losa asimilándola a un forjado, cuyos puntos de apoyo están constituidos por los muros y pilares de la estructura y que se encuentra sometido a una carga repartida, dirigida de abajo hacia arriba, e igual a la reacción del terreno, disminuida en el peso propio de losa. Habrá que comprobar que el valor así obtenido para las reacciones que actúan sobre los diferentes elementos estructurales que constituyen los apoyos, es compatible con el de las cargas que ellos soportan.

En el caso de losas de sección en cajón, es decir las constituidas por una placa superior y otra inferior unidas por nervios, a la carga repartida originada por la reacción del terreno podrá aplicarse una disminución suplementaria, de valor igual a la magnitud del peso del material de relleno que eventualmente puede colocarse en los alvéolos de la losa cajón.

Si para alguno de los elementos de la estructura considerados como apoyos de la losa, la reacción que sobre él actúa resultase superior a la carga que le transmite la estructura, será necesario prever dispositivos especiales que transfieren parte de dicha reacción a otros elementos próximos suficientemente cargados.

Si la losa de cimentación se encuentra sometida a subpresión hidrostática, el valor de ésta deberá tenerse en cuenta en el cálculo, y será necesario comprobar que, para los distintos estados de carga a los cuales habrá de encontrarse sometida la estructura a lo largo de su vida de servicio, la subpresión no excederá del peso total que carga sobre la losa.

Cuando el valor de la subpresión hidrostática resulte superior al peso total de la estructura que se cimienta, habrá que proceder a introducir en ésta una sobrecarga adicional a anclarla adecuadamente a un terreno de suficiente resistencia.

#### **Comentario**

*Podrá admitirse que la sobrecarga originada por la reacción del terreno es uniformemente repartida, cuando, bien por la rigidez de la losa o bien por la de la estructura que soporta, sea lícito suponer que se trata de una cimentación rígida.*

## 9.8.5 Pilotes

### 9.8.5.1 Generalidades

La cimentación por pilotes se utiliza, cuando el terreno resistente está a profundidades superiores a los 5 m ó 6 m; cuando existe gran cantidad de agua en el mismo; o cuando hay que resistir acciones horizontales de cierta importancia.

#### **Comentario**

La cimentación por pilotes está constituida por un cabezal que se apoya sobre un grupo de pilotes, que se introducen profundamente en el terreno para transmitir su carga al mismo.



### 9.8.5.2 Tipos de pilotes

Por su forma de trabajar, los pilotes se pueden clasificar en “pilotes soporte” en los que la punta se apoya en un terreno firme (arena, grava, arcilla dura, etc.) y trabajan predominantemente por punta y “pilotes flotantes” que son los que se apoyan en limos o arcillas fluidas y trabajan fundamentalmente por rozamiento lateral del fuste.

#### Comentario

Los principales tipos de pilotes son:

*Pilotes prefabricados (véase figura 9.8.5.2.a), que se hincan en el terreno mediante máquinas del tipo martillo.*

*Pilotes moldeados in situ (véase figura 9.8.5.2.b), en perforaciones practicadas previamente mediante sondas de tipo rotativo.*

*Pilotes mixtos, realizados mediante una perforación que se ensancha, posteriormente, inyectando hormigón a presión, o hincando prefabricados de mayor diámetro que el de la perforación previamente realizada.*

*Los pilotes prefabricados son relativamente caros ya que deben ir fuertemente armados para resistir los esfuerzos a que se encuentran sometidos durante su transporte, izado e hinca. Tienen la ventaja de que la hinca constituye una buena prueba de carga.*

*Los pilotes moldeados in situ, generalmente son de mayor diámetro que los prefabricados y resisten mayores cargas.*

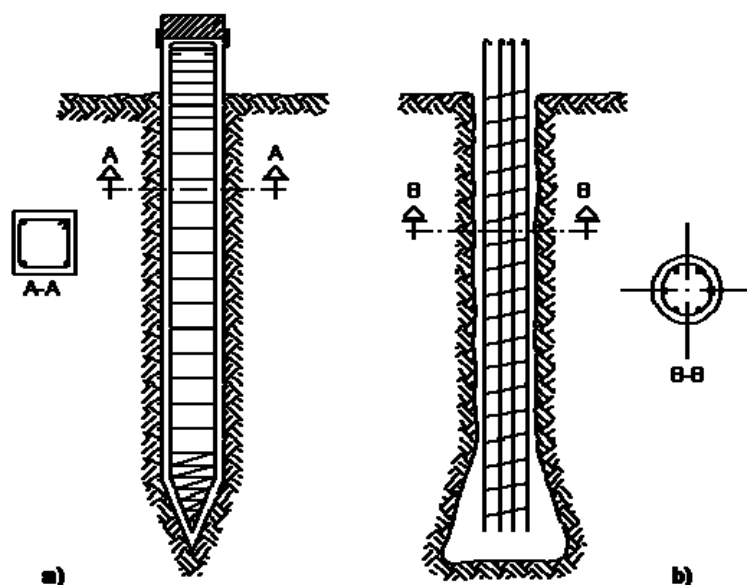


Figura 9.8.5.2

### 9.8.5.3 Cálculo de esfuerzos

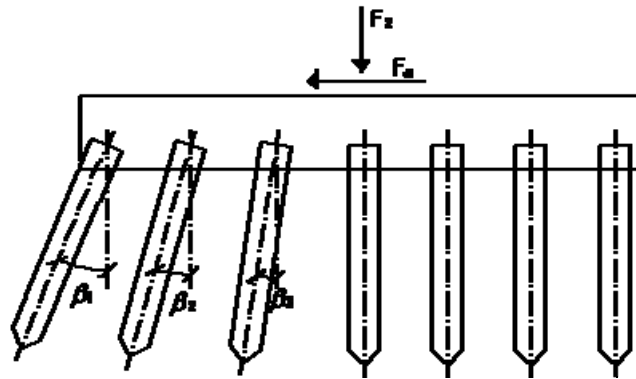
Para calcular los esfuerzos en una cimentación por pilotes, sometida a una carga cualquiera “F”, suele suponerse, en una primera aproximación, que los pilotes funcionan como biarticulados y que el cabezal es infinitamente rígido.

Cuando se requiera efectuar un análisis más completo se considerará también la deformabilidad del cabezal, la de los pilotes y la rigidez de la unión entre ambos tipos de elementos.

En el caso de que, además de la fuerza vertical  $F_2$ , sea necesario resistir una fuerza horizontal (véase figura 8.5.3), bastará con inclinar algunos de los pilotes un ángulo  $\beta_i$ .

Si las cargas horizontales están producidas exclusivamente por el viento y no sobrepasan el 3 % de las cargas verticales, no será necesario disponer pilotes inclinados.

La carga total de un pilote se obtiene sumando a la carga transmitida por el cabezal, el peso propio del pilote y el rozamiento negativo.



**Figura 9.8.5.3**

#### **Comentario**

*El suponer que los pilotes funcionen como biarticulados, equivale a despreciar las flexiones en los mismos, cuando en realidad éstos están empotrados en el cabezal y parcialmente empotrados en el terreno. Ahora bien, dada la gran flexibilidad que suelen tener los pilotes puede en general, admitirse que en ellos los esfuerzos axiales son los principales, y los demás esfuerzos son secundarios y, pueden despreciarse.*

#### **9.8.5.4 Dimensionamiento**

Para determinar la longitud de un pilote, si trabaja en punta, se tendrá en cuenta la profundidad del estrato resistente. El pilote deberá penetrar en dicho estrato, unos 5 diámetros y no menos de 2,50 m, salvo que se apoye en roca, en cuyo caso la penetración podrá ser menor. Si el pilote trabaja por rozamiento, su longitud se determinará en función de su resistencia al hundimiento.

En general, la sección del pilote se establecerá por consideraciones resistentes.

Los esfuerzos que habrá que tener en cuenta para el dimensionamiento son los siguientes:

- la carga axial y eventualmente los esfuerzos secundarios (momentos flectores y esfuerzos cortantes) transmitidos por el cabezal.
- el peso propio.
- el rozamiento negativo, si existe.
- los posibles empujes horizontales del terreno.
- en pilotes prefabricados, los esfuerzos que habrán de originarse durante su transporte y manejo.
- en pilotes hincados, las acciones dinámicas producidas durante la hinca.
- en pilotes que trabajan por punta, los esfuerzos de pandeo.

Las armaduras se calcularán y dispondrán de acuerdo con lo indicado para el caso de pilares (véase 9.2).

Los pilotes prefabricados deberán llevar su cabeza reforzada para resistir los esfuerzos a que estará sometida durante la hinca.

Cuando se trate de pilotes que pueden estar sometidos a tracción, deberán dimensionarse para que sean capaces de soportar un esfuerzo igual a 1,5 veces la tracción máxima prevista, con la armadura longitudinal trabajando a una tensión no superior a 0,5.

#### Comentario

Las longitudes más frecuentes de los pilotes son de 10 m a 15 m, llegándose a veces a los 30 m.

En pilotes hincados, se emplea frecuentemente la sección cuadrada, de aristas vivas o matadas, ya que a igualdad de área, ofrecen mayor inercia y perímetro y, por tanto, mayor posibilidad de resistir por rozamiento. Las secciones más frecuentes son de 40 cm o 60 cm de diámetro en el caso de pilotes moldeados in situ o mixtos y de 30 cm a 45 cm de lado, para los hincados.

Para minimizar los esfuerzos originados en los pilotes prefabricados, durante su transporte y manejo, estos pilotes deberán llevar marcados los puntos de suspensión que se hayan previsto en proyecto.

En los pilotes que trabajen por punta, se considerará como longitud de pandeo, la que a continuación se indica, en función del tipo de terreno:

- en terrenos de poca consistencia, la longitud total.
- en terrenos de consistencia media, la longitud total menos 1/3 de la longitud enterrada.
- en terrenos de buena consistencia, la longitud total menos 2/3 de la longitud enterrada.

En el caso de pilotes hormigonados in situ, la jaula de armaduras que se introduce en la perforación, deberá llevar bien sujetos los cercos para evitar que durante el hormigonado, pueda modificarse su posición.

#### 9.8.5.5 Disposición de los pilotes

La separación mínima entre ejes de pilotes, deberá ser igual a dos (2) veces el diámetro de los mismos o no menor de 75 cm.

Los pilotes deberán empotrarse en el cabezal por lo menos 10 cm y éste deberá sobresalir un mínimo de 20 cm sobre el borde de los pilotes (véase figura 9.8.5.5)

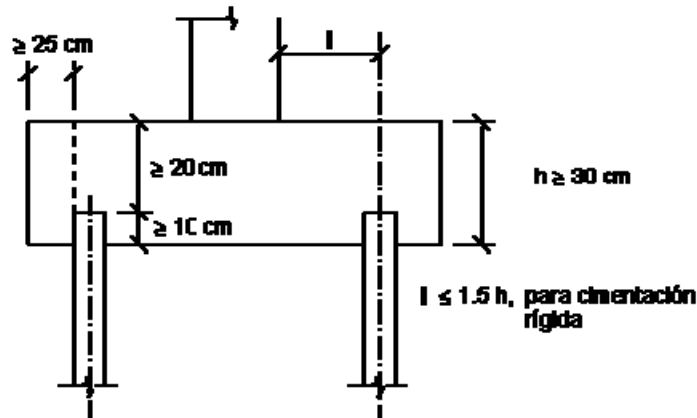


Figura 9.8.5.5

#### Comentario

La separación entre pilotes deberá mantenerse a lo largo de todo el pilote, lo cual, especialmente en el caso de que existan pilotes inclinados, deberá tenerse en cuenta, tanto al proyectar la cimentación como durante su ejecución. En cualquier caso, para evitar problemas de alineación, conviene que la separación entre pilotes no sea inferior al quinceavo de su longitud.

A veces, si no se consigue que la resultante de las cargas pase por el centro de gravedad del elemento de cimentación, para disminuir la carga producida en los pilotes por esta excentricidad, conviene aumentar la separación entre los mismos.

## 9.9 Elementos estructurales prefabricados

### 9.9.1 Definición y generalidades

Se denominan elementos prefabricados de hormigón armado, aquellas piezas estructurales elaboradas en fábrica o a pie de obra en un emplazamiento diferente al que debe ocupar en la estructura.

Para las estructuras constituidas a base de elementos prefabricados se aplican las reglas o prescripciones relativas a las estructuras hormigonadas in situ, completadas con las que a continuación se incluyen.

#### **Comentario**

*Estos elementos estructurales se montan o arman en obra, una vez que están suficientemente endurecidos.*

### 9.9.2 Diseño y dimensionamiento

El diseño de los elementos prefabricados debe considerar todas las cargas y condiciones que puedan presentarse, desde el inicio de la fabricación hasta completar la estructura, incluyendo el desmoldeo, almacenamiento, transporte y montaje (véase 9.9.8). También deben tenerse en cuenta las tolerancias prescritas en el proyecto. En los casos en que la estructura no se comporte monolíticamente, deben considerarse los efectos de todas las uniones entre los elementos adyacentes, para asegurar un adecuado comportamiento del sistema. Deben considerarse también los efectos de las deformaciones a corto y largo plazo, incluyendo los efectos sobre los elementos interconectados. Los desajustes dimensionales que deben tenerse en cuenta, deben ser precisados por el Autor del proyecto.

Si la fabricación está sometida a un control exhaustivo, el recubrimiento mínimo se tomará de acuerdo con 12.5.3.c.

El diseño de las uniones y apoyos deben considerar los efectos de todas las fuerzas que deban transmitirse incluyendo la retracción, fluencia, temperatura, deformación elástica, viento y finalmente sismos.

El análisis de la estructura debe tener en cuenta:

- los comportamientos de las juntas, desde el punto de vista de los grados adicionales de libertad, completos o parciales, que pueden introducir eventualmente en la estructura.
- las inexactitudes dimensionales y eventualmente las deformaciones diferenciales entre hormigones que difieren por su edad y/o su composición o, de manera general, por sus propiedades mecánicas.

Para el cálculo de las sollicitaciones resistentes, se tendrá en cuenta lo siguiente:

- si las condiciones de producción y de control de los elementos prefabricados lo permiten, el coeficiente  $\gamma_c$  que se les aplica se puede tomar igual a 1,4 (véase 7.3)
- se debe aplicar un coeficiente corrector  $\gamma_n$ , a los valores de  $\gamma_s$  y  $\gamma_c$  cuando el estado límite estudiado corresponda a una rotura de tipo frágil o cuando el modo de unión no ofrezca una fiabilidad suficiente en su funcionamiento.

La organización general de la estructura, la solidarización y/o unión de sus diferentes elementos, deben satisfacer las condiciones mínimas enunciadas a continuación:

- los diversos elementos portantes de una estructura deben estar unidos de modo que se asegure un comportamiento de conjunto satisfactorio, con respecto a la estabilidad y robustez de la estructura.
- en particular, debe demostrarse que la estructura no puede sufrir colapso progresivo, como consecuencia de daños localizados, provocados por una utilización anormal o un accidente.

Estas exigencias podrán considerarse satisfechas:

1. Si la estructura es capaz de resistir, en el estado límite último, a una fuerza horizontal, correspondiente a una posible inclinación de los elementos verticales.
2. Si la estructura está constituida de modo que una rotura local no pueda provocar más que una rotura parcial de la estructura; o si las uniones están proyectadas de modo que sea posible resistir las acciones extraordinarias.

#### **Comentario**

*Las inexactitudes provienen:*

- de desajustes de ejecución que afectan a la geometría de la estructura.
- en ciertas juntas, de la indeterminación sobre la posición de las reacciones.
- de la influencia de las deformaciones de toda naturaleza sobre la posición, dirección e intensidad de estas reacciones.

*En el caso general, puede tomarse para  $\gamma_n$  el valor 1,5. Pueden adoptarse valores menos estrictos si se demuestra su validez.*

*Respecto a la solidarización de los diferentes elementos de la estructura, véase 9.9.4.*

### **9.9.3 Zonas de unión**

Las partes destinadas a integrarse en una junta, así como las zonas colindantes, deben tratarse de manera compatible con lo indicado en 9.9.7.

### **9.9.4 Atados**

Los atados pueden estar constituidos:

- por la continuidad de todas o parte de las armaduras de los elementos prefabricados.
- por armaduras o piezas especiales.

Las armaduras correspondientes podrán disponerse, ya sea repartidas en los elementos o bien concentradas en las juntas. En este último caso se anclarán de forma que aseguren la utilización de la plena capacidad de deformación de los aceros.

### **9.9.5 Apoyos de ménsula**

En estos apoyos, las armaduras de flexión deben estar constituidas por cercos convenientemente anclados. La longitud de entrega de las armaduras del elemento portante y del elemento sustentado, debe estudiarse teniendo en cuenta las tolerancias de posición

La disposición de las armaduras en el extremo volado del elemento sustentado y en el extremo en ménsula del elemento portante, debe permitir una correcta transmisión de la reacción del apoyo al resto de dichos elementos. En ciertos casos puede ser necesario colocar una armadura complementaria de suspensión.

#### **Comentario**

*Se define como ménsula corta, de pequeña altura, aquel elemento plano (cuyo espesor es reducido en relación a sus otras dimensiones) prefabricado, a través del cual una placa o un tiro de escalera se apoya sobre otro elemento estructural, provisto, a su vez, de una ménsula de apoyo; la línea de apoyo es sensiblemente horizontal (véase figura 9.9.5)*

Las ménsulas de apoyo se caracterizan por el hecho de que su altura total no es más que una fracción de la del elemento al que pertenecen, siendo generalmente pequeña en valor absoluto y por que la posición del punto de aplicación de las cargas puede difícilmente ser definida con certeza.

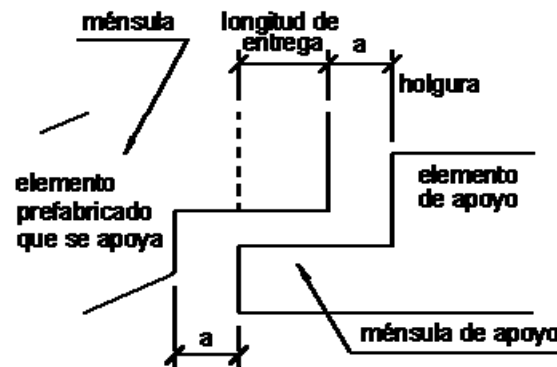


Figura 9.9.5

### 9.9.6 Incorporación de piezas metálicas

La transmisión correcta de los esfuerzos entre el hormigón del elemento y las piezas metálicas incorporadas para la realización posterior de juntas, debe quedar asegurada. Deberá comprobarse que las deformaciones de estas piezas en el montaje y en servicio, sean compatibles con el comportamiento de hormigón.

### 9.9.7 Juntas

#### 9.9.7.1 Generalidades

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 fabricación, sin originar solicitaciones suplementarias o concentración de esfuerzos en los elementos prefabricados.

Las caras de los elementos que vayan a quedar en contacto, no podrán presentar irregularidades que impidan que las compresiones se transmitan uniformemente sobre toda la superficie de aquellas. El límite admisible para estas irregularidades, depende del tipo y espesor de la junta; y no se permite intentar corregirlas mediante enlucido con mortero de cemento.

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

Las juntas deben estudiarse desde el doble punto de vista de su resistencia y de las deformaciones relativas que se puedan eventualmente permitir entre los elementos unidos.

Las juntas pueden transmitir fuerzas de compresión (centradas o excéntricas), momentos de flexión, esfuerzos tangenciales, etc.

Las que cumplan simultáneamente varias de las funciones citadas, se deben estudiar sucesivamente para cada una de ellas, teniendo en cuenta eventuales interacciones.

La capacidad portante de las juntas entre elementos prefabricados o entre ellos y el hormigón vertido en situ, debe ser verificada mediante el cálculo o, si esto no es posible de una manera segura, en forma experimental.

#### **Comentario**

*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 determinado estudio.*

*El programa de ensayo para determinar la capacidad portante de la junta, deberá tener en cuenta además, las deformaciones correspondientes a las diversas intensidades de carga.*

### **9.9.7.2 Juntas de compresión**

Estas juntas se encuentran en:

- los apoyos de elementos prefabricados horizontales.
- los apoyos de pilares o muros portantes.

#### **9.9.7.2.1 Tipos y condiciones generales de utilización**

En este caso entre los tipos de juntas que se consideran adecuados, deben citarse los siguientes:

- “juntas en seco”; sin interposición de un material de reparto. No se admiten más que en el caso de una gran precisión de fabricación y puesta en obra y solamente para solicitaciones moderadas.
- “juntas de mortero o de hormigón”; pueden utilizarse solo si se han tomado las disposiciones necesarias para evitar cualquier movimiento relativo a las superficies en contacto durante el fraguado del mortero (o del hormigón) de relleno de la junta.
- “juntas encoladas”; pueden ser utilizadas sólo cuando la planeidad y paralelismo de las dos (2) superficies en contacto son suficientemente precisos. El material eventual de reparto, debe presentar una durabilidad conveniente y, llegado el caso, ser objeto de una protección apropiada.
- “juntas mediante piezas metálicas”; permiten la transición de solicitaciones elevadas; pero exigen una colocación muy precisa.

#### **Comentario**

*Las juntas de mortero deberán tener como mínimo, de 10 mm a 20 mm de espesor.*

*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, el espesor de esta junta será el suficiente para permitir una buena compactación del hormigón y nunca inferior a 75 mm.*

*Las juntas de mortero u hormigón se realizan rellenándoles con uno de los dichos materiales, retacándolas y terminándolas en caso necesario, mediante inyección bajo presión.*

*Un buen sistema para la construcción de juntas encoladas, consiste en fabricar una contra otra, las cabezas 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 o polímeros endurecidos.*

#### **9.9.7.2.2 Diseño**

El cálculo debe tener en cuenta:

- a) Incidencia eventual en la resistencia de la junta de los esfuerzos secundarios que pueden coexistir con el esfuerzo principal de compresión.
- b) Las tolerancias de fabricación y de montaje, si tiene una influencia sensible en el dimensionamiento.

Los cálculos se realizan admitiendo un comportamiento elástico de los extremos de los elementos prefabricados, hasta el umbral de le estado límite último y un comportamiento plástico de los materiales de las juntas.

En el caso de juntas de mortero u hormigón, el cálculo puede realizarse admitiendo que los materiales de unión se comportan elásticamente; pero en este caso, el estado correspondiente al alcance de la frontera del dominio elástico, debe tratarse como un estado límite último.

En la hipótesis de planificación, la determinación de la sección útil se efectúa despreciando las zonas extremas de la junta, insuficientemente zunchadas por el contacto del as piezas que las forman.

#### **Comentario**

*Si actúan fuerzas transversales de laguna importancia, puede afectar desfavorablemente a la resistencia de la junta, al producir un hendimiento por cizallamiento prematuro del material de relleno.*

*La elección entre las hipótesis elástica o plástica, se basa en dos (2) conceptos diferentes de la forma de funcionamiento de la estructura (véase 9.9.7.4.2 y figura 9.9.7.2.2).*

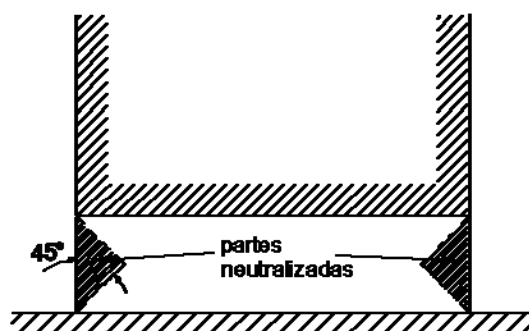


Figura 9.9.7.2.2

#### **9.9.7.2.3 Juntas horizontales entre paneles verticales**

Un estado límite de resistencia puede corresponder a la rotura de una junta, o a la hendidura de los extremos de los paneles unidos; siendo estos dos (2) fenómenos indisociables.

Por esta razón se deben aplicar coeficientes importantes de reducción  $\gamma_n$ , a las resistencias calculadas (véase comentarios a 9.9.2).

#### **9.9.7.3 Juntas de tracción y de flexión**

Estas juntas pueden realizarse por continuidad de las armaduras de tracción o con ayuda de piezas metálicas.

#### **9.9.7.4 Juntas de cizallamiento**

La transmisión de los esfuerzos tangenciales por rozamiento a través de superficies de contacto, solamente pueden admitirse si el esfuerzo normal necesario para asegurar esta transmisión está garantizado. En general en las juntas de cizallamiento, la transmisión de esfuerzos tangenciales de un elemento a otro se asegura por un elemento intermedio de metal o de hormigón (pernos, llaves, pasadores de cizallamiento, etc.).

#### **Comentario**

*En estas juntas, las fuerzas transmitidas tienen un carácter de fuerzas repartidas.*



*Este tipo de juntas se utiliza principalmente en estructuras constituidas por paneles prefabricados. También puede utilizarse para elementos lineales.*

#### **9.9.7.4.1 Condiciones generales**

Para el buen funcionamiento de este tipo de unión, es necesario o al menos aconsejable que:

- a) El espacio entre los elementos que forman la junta esté relleno de un material apropiado.
- b) Los extremos de dichos elementos presenten un relieve adecuado y los esfuerzos perpendiculares sean equilibrados.
- c) El desplazamiento relativo de los elementos se limite mediante armaduras o por fuerzas de compresión perpendiculares al plano sobre el cual se ejerce el esfuerzo tangencial.

#### **9.9.7.4.2 Comportamiento y resistencia**

Normalmente estas juntas deben estar especialmente justificadas mediante ensayos, a falta de ellos y siempre que los extremos de los elementos que forman la junta presenten un relieve apropiado y que en el caso de elementos lineales la continuidad de las armaduras esté asegurada por soldadura, manguitos o fileteado, estas juntas pueden calcularse admitiendo:

- a) Para la determinación de las solicitaciones actuantes, que los elementos y las juntas se comportan plásticamente.
- b) Para el cálculo de las solicitaciones resistentes, que la junta se fisure a 45° bajo el efecto de acciones tangenciales; debiendo justificarse la resistencia a compresión de las bielas de hormigón, la resistencia al desplazamiento de los bordes verticales de los elementos unidos y el equilibrio de las tensiones en las armaduras.
- c) Que en el caso de que las solicitaciones origine, además del esfuerzo cortante una o varias fuerzas de compresión, la inclinación de las bielas es la de las isostáticas de compresión.

#### **Comentario**

*En el caso de juntas verticales entre paneles, se admite la continuidad por traslapo.*

### **9.9.8 Transporte almacenamiento y montaje**

#### **9.9.8.1 Resistencia durante la manipulación**

La resistencia de un elemento prefabricado y su estabilidad de forma, deben asegurarse para todas las solicitaciones que, debidas a su peso propio, sean previsibles en el transcurso del izado, almacenamiento, transporte y puesta en obra, en todas las posiciones que puede normalmente ocupar el elemento con relación a sus apoyos o a los elementos de suspensión.

Deben también tenerse en cuenta en el cálculo otras solicitaciones distintas de las debidas al peso propio, como las climáticas y de sismo, tomando para ellas su valor de combinación.

Cuando los efectos dinámicos durante la manipulación, sean inevitables, deberán tenerse en cuenta en el cálculo, mediante la introducción de un coeficiente apropiado de mayoración de las cargas.

La resistencia característica del hormigón que debe considerarse es la alcanzada por éste en el momento de la manipulación.

La verificación de la transmisión de esfuerzos en las zonas directamente afectadas por los dispositivos de izado, debe efectuarse teniendo en cuenta el coeficiente complementario que se haya previsto para este caso (véase comentario a 9.9.2.).

**Comentario**

*La fase de puesta en obra no se considera terminada en tanto no se haya logrado la solidarización efectiva del elemento con el resto de la estructura.*

*Durante el almacenamiento, transporte y montaje, los elementos prefabricados no deberán sobrecargarse, alabearse, dañarse o tomar una contraflecha que los pueda afectar adversamente.*

*Durante su puesta en obra deberán estar arriostrados y sustentados adecuadamente, para garantizar su alineamiento y seguridad.*

### 9.9.8.2 Dispositivos de izado

Para los dispositivos de izado deben utilizarse materiales apropiados, dimensionándolos para todas las sollicitaciones previsible.

Es necesario considerar, por otra parte, un coeficiente de seguridad complementario en función del comportamiento del dispositivo utilizado y de las condiciones de izado.

**Comentario**

*Se llama la atención sobre el riesgo de rotura frágil de los dispositivos de izado, cuando el montaje se realiza a baja temperatura.*

*Los dispositivos de izado deben tener una capacidad suficiente para soportar cuatro (4) veces la parte proporcional que les corresponda del peso propio de los elementos. Deberá tenerse en cuenta la inclinación de la fuerza de izado.*

### 9.9.9 Identificación y marcado

Cada elemento prefabricado debe marcarse adecuadamente para indicar su localización en la estructura, su cara superior y la fecha de fabricación; las marcas de identificación deben corresponder con las indicaciones de los planos de colocación.

**Comentario**

*En cada elemento prefabricado, deberá consignarse, en forma clara, el nombre o la marca del fabricante del mismo, así como el número o señal particular que permita conocer su fecha de fabricación y las particularidades de los materiales empleados en su elaboración.*

*En caso necesario se señalará la zona de compresión, de manera que, durante el montaje, no se la confunda con la de tracción. Los elementos prefabricados que tengan igual forma exterior pero con diferentes armaduras o ejecutados con hormigones de calidades diferentes, deberán estar especialmente marcados, para evitar confusiones.*

### 9.9.10 Especificaciones relativas a algunos tipos de elementos estructurales, prefabricados total o parcialmente

#### 9.9.910.1 Piezas compuestas

Una pieza compuesta es un elemento estructural constituido por una parte prefabricada y una parte hormigonada in situ, asociadas en la función de resistencia.

A falta de otra justificación, una pieza compuesta puede calcularse como una pieza monolítica si el esfuerzo de deslizamiento de cálculo por unidad de longitud de superficie de contacto, satisface la condición:

$$V_{sd} \leq (A_s/s) \cdot \beta_1 \cdot f_{yd} (1 + \cotg \alpha) \operatorname{sen} \alpha + \beta_2 \cdot f_{cv} \cdot b \quad (1)$$

con:

- $A_s, s, \alpha$  = respectivamente, área de la sección, separación e inclinación de las armaduras que atraviesan la superficie de contacto y están perfectamente ancladas a ambos lados de esta
- $f_{yd}$  = resistencia de cálculo de estas armaduras con la siguiente limitación:  
 $f_{yk} = 500$  MPa para barras de alta adherencia  
 $f_{yk} = 360$  MPa para barras lisas
- $f^{yk}$  = resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante, determinada en la forma indicada en 8.2.3.2.2, en función de la calidad del hormigón de menor resistencia de los dos (2) hormigones en contacto.
- $b$  = ancho de la superficie de contacto.
- $\beta_1, \beta_2$  = coeficientes adimensionales, según tabla 9.9.10.1

En el caso de una rugosidad suficiente de los coeficientes  $\beta_1$  y  $\beta_2$  de la formula (1) toman los valores de la tabla 9.9.10.1.

Para valores intermedios de  $A_s/A_{s,b}$ , se interpolará linealmente:

**Tabla 9.9.10.1 - Valores de los coeficientes  $\beta_1$  y  $\beta_2$**

$A_s/s$	$\beta_1$	$\beta_2$
0,002	0,0	0,62
0,005	0,9	1,25

#### **Comentario**

*Solo se tratan aquí los casos en los que la parte prefabricada es de hormigón y la transmisión de los esfuerzos tangenciales a lo largo de la superficie de contacto, se realiza siguiendo las técnicas usuales de hormigón armado.*

*El método de cálculo expuesto, es un método simplificado aplicable a la mayoría de los casos corrientes.*

*El cálculo debe tener en cuenta el estado tensional anterior al endurecimiento del hormigón vertido in situ, las propiedades mecánicas de los dos hormigones en contacto, la redistribución de esfuerzos debidos a la retracción y a la fluencia y la incidencia de estas acciones sobre  $V_s$ .*

*La condición impuesta por la formula (1) puede satisfacer para los estados límites últimos (colaboración completa), o solamente para los estados límites de utilización (colaboración parcial).*

*La rugosidad se considera como insuficiente cuando no está garantizada la solidarización de las superficies en contacto, como ocurre, por ejemplo, en el caso de superficies no dentadas, hormigonadas o conservadas en malas condiciones.*

*Para todo lo relativo a criterios de rugosidad, véase la literatura especializada.*

### **9.9.10.2 Muros constituidos por paneles prefabricados**

#### **9.9.10.2.1 Comprobaciones que hay que realizar**

La comprobación de la resistencia de un muro constituido por paneles prefabricados y sometidos a cargas verticales, comprende el estudio de:

- la resistencia de conjunto de los paneles y de su estabilidad de forma.
- la resistencia de las juntas horizontales.
- la resistencia a las tensiones tangenciales que se originan como consecuencia de su función de arriostramiento.

### 9.10.2.2 Esquema de cálculo

De forma general los paneles de muro y las uniones horizontales pueden calcularse admitiendo la hipótesis simplificativa de que se forman articulaciones a lo largo de los bordes horizontales de los paneles considerados.

Sin embargo siempre que se pueda demostrar que en un número suficiente grande de juntas horizontales, existe una continuidad efectiva entre muros y forjados, el cálculo puede tener en cuenta esta continuidad a condición de que la determinación del campo de validez de esta hipótesis, se realice mediante un cálculo en estado límite último.

Cuando un muro calculado suponiendo que existen articulaciones en sus bordes horizontales, vaya a estar sometida a gradientes térmicos importantes, habrá que comprobar también su comportamiento suponiendo que existe continuidad en dichas juntas.

#### **Comentario**

*Se entiende por continuidad la transferencia de momentos entre los paneles de los muros y forjados que coinciden en la misma unión. La continuidad se considera perfecta si los extremos de los elementos unidos sufren la misma rotación, la distribución de las rotaciones es, entonces, la que resulta de la hipótesis de monolitismo de la junta. Se considera parcial cuando sean posibles rotaciones relativas de los extremos unidos, debido a la deformabilidad de los materiales de la junta o a la ausencia de las armaduras en las zonas traccionadas.*

*Esta segunda comprobación, puede ser más desfavorable que la primera, en el caso de paneles de gran espesor (paneles de hormigón a base de áridos ligeros, por ejemplo).*

### 9.9.10.2.3 Determinación del punto de aplicación de la resultante de fuerzas verticales

a) Excentricidades accidentales: la determinación de excentricidad del punto de aplicación de la resultante de las fuerzas verticales en las secciones estudiadas, debe tener en cuenta, además de las excentricidades elementales que se producirán en la estructura monolítica de idénticas características geométricas y mecánicas, las que resultan de la prefabricación y que son debidas a:

- la posición excéntrica de los apoyos de los forjados sobre los muros.
- una eventual desalineación de los ejes de las uniones horizontales respecto al plano medio de los paneles.
- la dispersión en la posición del plano vertical medio de los paneles, en el caso de que estos se hayan hormigonado en horizontal.

b) Defectos de ejecución: en los casos en que durante el proceso de fabricación, se lleve un adecuado control de los defectos de ejecución, que permita conocer con seguridad sus leyes estadísticas de distribución, podrán tomarse como valores de cálculo de dichos efectos los valores característicos deducidos de las citadas leyes características.

Si no se dispone de las oportunas leyes estadísticas, se podrán tomar inicialmente como valores de cálculo de los defectos, los siguientes:

- una desviación en la posición del plano vertical medio de los paneles hormigonados horizontalmente, de:
  - 2 % del espesor para los paneles monocapa.
  - 3 % de espesor para los paneles multicapa.
- un defecto de planeidad comprendido entre el 2 por mil y el 3 por mil de la altura del panel
- un defecto de desviación vertical entre dos (2) paneles adyacentes verticalmente, de:

- 5 mm si el panel inferior queda visible durante la colocación.
- 10 mm si dicho panel no queda visible.

c) Punto de aplicación de la resultante de fuerzas verticales en las secciones extremas de dos (2) paneles:

- juntas horizontales articuladas: a falta de una determinación mas precisa y para simplificar, se puede admitir que este punto de aplicación coincide con el centro de gravedad de la parte común de las proyecciones sobre un plano horizontal de la sección de unión y de las secciones extremas de cada uno de los paneles que coinciden en la junta (véase figura 9.9.10.2.3).
- juntas horizontales con continuidad elástica: en este caso la posición de dicho punto de aplicación en las secciones extremas de los paneles, puede determinarse admitiendo que la transmisión y distribución de los momentos en la zona de la junta, obedecen a las leyes habituales de la resistencia de Materiales, teniendo en cuenta cuando proceda el comportamiento de la junta.

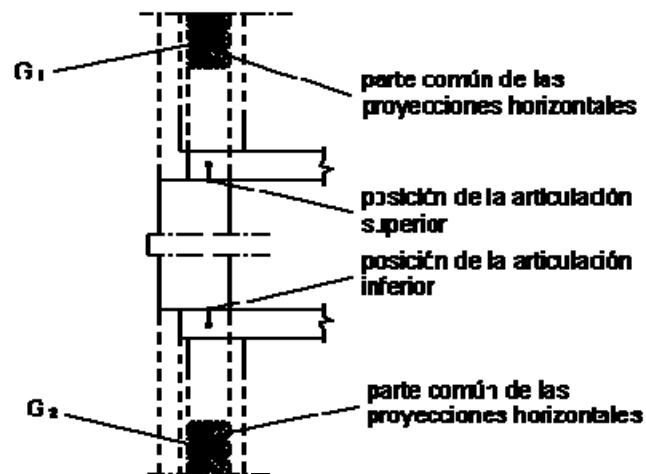


Figura 9.9.10.2.3

#### 9.9.10.2.4 Resistencia y estabilidad de forma frente a las solicitaciones verticales (véase 8.3)

Cuando los paneles estén poco armados, esta comprobación habrá que hacerla cualquiera que sea la esbeltez de los mismos.

#### 9.9.10.2.5 Resistencia a los esfuerzos normales y tangenciales, combinados

Un panel sometido simultáneamente a esfuerzos normales y tangenciales, deberá comprobarse frente a la fisuración inclinada.

El estado límite de fisuración inclinada se estudiará:

- como un estado límite de utilización, si el panel esta provisto de armadura suficiente para que su resistencia pueda justificarse de acuerdo con las prescripciones correspondientes.
- como un estado límite último, en caso contrario.

La tensión principal de tracción, calculada al nivel del cemento de gravedad de la sección horizontal, debe ser como máximo igual a la resistencia de cálculo a tracción del material que constituye el panel.

### 9.9.10.3 Muros de arriostramiento

En la construcción de muros de arriostramiento utilizando paneles prefabricados, se representarán las prescripciones dadas en 9.9.10.2. Salvo justificación especial, la altura de los paneles debe ser como mínimo de un piso.

El análisis de los esfuerzos puede basarse en la analogía de la celosía, admitiendo la hipótesis del comportamiento monolítico del muro, siempre que se dispongan uniones verticales mediante llaves o pasadores de cizallamiento, de una resistencia apropiada.

#### **Comentario**

*En las zonas de los muros de arriostramiento, traccionadas bajo el efecto de viento y en ausencia de una armadura de tracción, la abertura de las juntas no debe sobrepasar el centro de gravedad de las secciones transversal considerada.*

### 9.9.10.4 Forjados de edificación

#### 9.9.10.4.1 Tipos

Se trata aquí de los forjados para pisos o cubiertas de edificación, de alguno de los tipos siguientes:

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

#### **Comentario**

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

*Por semiviguetas, se entiende un elemento prefabricado semirresistente, es decir proyectado para resistir, en colaboración con el hormigón que se vierte in situ y a veces, con 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 esta mediante apuntalado que la divida en dos o más partes, teniendo en cuenta en este caso las nuevas condiciones de trabajo.*

*Este código se refiere sólo a las viguetas y semiviguetas de hormigón armado o las mixtas de hormigón y cerámica armados.*

#### 9.9.10.4.2 Piezas de entrevigado

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

- a) Piezas aligerantes: pueden ser de cerámica, mortero de cemento, fibra de madera aglomerada, plástico u otro material suficientemente rígido que no produzca daños al hormigón ni a las armaduras. Si se emplean con viguetas, semiviguetas o encofrado discontinuo de tabloncillos, la resistencia en vano de las piezas será igual o mayor que 1 MPa.

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 no será inferior a 18 MPa ni a la resistencia característica del hormigón empleado en el forjado. Si se emplean con viguetas, semiviguetas o encofrado discontinuo, su resistencia en vano no será inferior a 1 MPa.

Puede considerarse que forman parte de la sección resistente del forjado, en las condiciones indicadas en 9.9.10.4.3.c.

#### Comentario

*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 poder soportar con suficiente seguridad las cargas que reciban durante la ejecución del forjado.*

*La resistencia en vano se determina sobre seis (6) o más piezas enteras, después de 24 h de inmersión en agua.*

*La pieza se coloca con entrega de por lo menos 1 cm sobre dos tablonos paralelos y la carga se aplica en el centro del vano hasta rotura, sobre un tablón de 5 cm de espesor. Se calculará 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 9.9.10.4.3.c.*

*La resistencia a compresión del material de las piezas, se determina en dirección paralela a los huecos, sobre seis (6) 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 (2) dimensiones de la sección transversal de la probeta. Las caras de presión se refrendarán adecuadamente con pasta de azufre, por ejemplo, y se ensayarán después de 24 h 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.*

#### 9.9.10.4.3 Condiciones que debe cumplir los forjados

- a) Los forjados de semiviguetas o nervados, tendrán una placa superior de hormigón cuyo espesor  $h_0$  (véase figura 9.9.10.4.3) según el tipo de piezas empleadas, cumplirá en todo punto las siguientes condiciones:
- con piezas resistentes: no será inferior a 2 cm ni a "a/8".
  - con o sin piezas aligerantes: no será inferior a 3 cm ni a "a/6": siendo "a" la distancia del punto considerado al centro de la pieza.

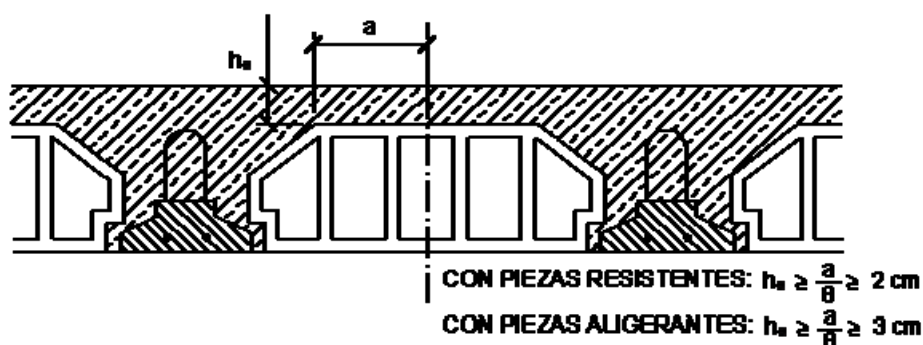


Figura 9.9.10.4.3

- b) En la losa de hormigón y en dirección perpendicular a los nervios o semiviguetas, se colocará una armadura de reparto constituida por barras separadas como máximo 30 cm y cuya área  $A_s$  en  $\text{cm}^2/\text{m}$ , cumplirá la condición:

$$A_s \geq \frac{50 h_0}{f_{sd}} \geq \frac{200}{f_{sd}}$$

donde:

$h_0$  = el espesor, en cm, 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 MPa.

- c) En el cálculo de los forjados con piezas resistentes, pueden considerarse formando parte de la sección de hormigón los muretes 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 una 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 8.2.3.2.
- f) Los nervios o semiviguetas no precisan armadura transversal en toda sección en que se cumpla:

$$V_d \leq V_{u2}$$

donde:

$V_{u2}$  = esfuerzo cortante de agotamiento, para losas sin armadura transversal (véase 8.2.4.2.2). En el caso de semiviguetas, será preciso además que la adherencia entre el hormigón prefabricado y el hormigón in situ sea suficiente, lo que se justificará mediante ensayos de 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 8.2.4.2.2.

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

En caso de vigas o forjados que hayan de soportar muros o tabiques, se distinguen los tres (3) casos siguientes:

- si los muros o tabique han sido construidos con mortero de cemento, la flecha máxima admisible es  $\ell/500$ .
- si los muros o tabiques han sido construidos con mortero de cal, la flecha máxima no podrá ser superior a  $\ell/400$ .
- si los muros o tabiques han sido construidos con mortero de yeso, la flecha máxima admisible es  $\ell/300$ .

En estos casos la flecha que se considera es la producida desde el momento en que se termina la construcción del muro o tabique y 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, la distancia de las armaduras de los nervios o semiviguetas a los paramentos en contacto con las piezas, no será menor que la mitad del diámetro de la barra ni menor de 0,5 cm.



- i) Al menos el 90 % en peso del árido grueso, será de dimensión no mayor que la menor de las tres (3) siguientes:
- 5/6 de la distancia libre horizontal entre armaduras.
  - 1/3 del ancho libre de los nervios.
  - 1/2 del espesor mínimo de la losa superior.

#### Comentario

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

Las limitaciones de espesor para 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 la sección de armadura requerida en función del tipo de acero y del espesor  $h_o$ , de la losa de hormigón en el centro, es la indicada en la tabla siguiente:

**Tabla 9.9.10.4.3.a - Área de la sección de armadura de reparto**

Espesor de la losa de hormigón $h_o$ , en cm	Área de la sección de armadura de reparto $A_s$ , en $\text{cm}^2/\text{m}$ , con acero del tipo			
	AH 215 L	AH 400	AH 500	AH 600
$\leq 4$	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 exigidas en 9.9.10.4.2.b, indican que los muretes de las piezas directamente adheridas al hormigón, siempre pueden considerarse que colaboran en la resistencia a compresión y esfuerzo cortante del forjado. 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, especialmente cuando dichas piezas tienen forma encasetonada; pero no es posible establecer una regla general para definir esta colaboración y por ello, si se desean 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 tales elementos 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 supradado de este, 3 cm a 4 cm 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 estas las armaduras superiores e inferiores del forjado y las armaduras de reparto.

La sollicitación en cada sección de una pieza (vigüeta o semivigüeta) del forjado, suele calcularse utilizando hipótesis simplificadas. En el extremo de la pieza, la rigidez a torsión de la viga sustentante, produce un momento flector negativo, difícil de evaluar y variable según la posición de la pieza. En general se recomienda no considerar este momento para calcular los momentos flectores positivos del vano, si no que admitir la hipótesis de que el extremo tiene un apoyo simple, pudiendo así desprejiciar en el cálculo de la pieza los momentos torsores que se producen en esta. Tales momentos negativos sin embargo pueden existir especialmente en las piezas cercanas a los pilares y por ello, debe calcularse toda pieza para resistir en su extremo un momento flector negativo, no inferior a  $\frac{1}{4}$  del máximo positivo calculado para el vano.

En los forjados con vigüetas o semivigüetas, sustentadas en continuidad entre tres (3) o más vigas, dichas piezas se dispondrán 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 calcularse las sollicitaciones por un método elástico, o considerando redistribución por plasticidad hasta igualar los valores absolutos de los momentos positivos de cada vano, con los negativos de los apoyos interiores. Considerar momentos negativos de valor inferior, da lugar a fisuración excesiva.

- e) La consideración de la adherencia entre el hormigón de la semivigüeta y el hormigón in situ, requiere especial cuidado en aquellos forjados cuyas semivigüetas 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.
- f) En general en forjados ordinarios de edificación con luces de hasta 6 m y para una condiciones medias, no es preciso comprobar la flecha indicada en las prescripciones si la relación canto/luz no es inferior a la señalada en la tabla 9.9.10.4.3.b.

**Tabla 9.9.10.4.3.b - Valores de la relación canto/luz para los cuales no es necesario comprobar la flecha**

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

*Caso 1: forjados que no han de soportar tabiques ni muros.*

*Caso 2: forjados que han de soportar tabiques o muros contruidos con mortero de yeso.*

*Caso 3: forjados que han de soportar tabiques o muros contruidos con mortero de cal.*

*Caso 4: forjados que han de soportar tabiques o muros contruidos con mortero de cemento.*

- g) *Se permiten menores distancias "d" las armaduras a los paramentos de las piezas resistentes, que las exigidas en 12.5.3 por el efecto protector de los muretes de estas piezas.*
- h) *Esto no es aplicable cuando se emplean piezas aligeradas, pues no existen garantía de este efecto protector.*
- i) *Las limitaciones para el tamaño de árido, son las indicadas en 2.2.2.*

#### **9.9.10.4.4 Medidas que deben adoptarse para garantizar el correcto comportamiento de los forjados**

Cuando un forjado está constituido por elementos paralelos, se deben tomar medidas apropiadas para que no se produzca diferencias de flecha entre elementos adyacentes y para que la distribución de cargas en los bordes de estos elementos quede asegurada.

La solidarización transversal, puede asegurarse por:

- juntas hormigonadas in situ y armadas.
- llaves de cizallamiento en hormigón, combinadas con armaduras.
- elementos metálicos.

La transmisión de esfuerzos cortantes en las uniones, debe comprobarse despreciando la resistencia a tracción del hormigón de la unión y suponiendo que las cargas ocupan la posición más desfavorable.

Las áreas de apoyo de las piezas prefabricadas (placas, losas, viguetas, vigas) deben ser suficientemente grandes.

#### **Comentario**

*La prescripción implica la transmisión de esfuerzos cortantes verticales, entre los bordes de los elementos contiguos.*

*Aparecen esfuerzos horizontales cortantes adicionales en las juntas, si el forjado se utiliza también para la transmisión de esfuerzos horizontales.*

*Las juntas armadas y hormigonadas in situ, pueden calcularse como uniones de flexión o como articulaciones.*

*Las llaves de cizallamiento no tienen que ir necesariamente armadas. Si son oblicuas provocan esfuerzos horizontales de tracción que pueden equilibrarse mediante armaduras concentradas o repartidas.*

#### **9.9.10.5 Diafragmas**

Se llaman diafragmas los elementos planos estructurales, en los que una de sus funciones principales es asegurar la transmisión de fuerzas laterales, a los elementos verticales (muros de contraviento o pórticos).

Un forjado compuesto de elementos prefabricados, se comporta como diafragma cuando simultáneamente:

- constituye una superficie plana.
- sus elementos constituyentes quedan en contacto.
- los esfuerzos en su plano pueden transmitirse por efecto de arco o celosía, con la ayuda de los elementos de borde y de montantes cuyas armaduras así como las de los nervios,

hayan sido debidamente comprobadas mediante el cálculo. Estos montantes pueden estar constituidos por armaduras dispuestas en las uniones entre los elementos prefabricados y anclados en los elementos de borde. No son necesarios en los diafragmas utilizados para transmitir las cargas de viento que actúan solo a lo alto de un piso, si la longitud de su lado menor no excede de 10 m y la de su lado mayor no excede de 1,5 veces la longitud del menor.

- el forjado está rodeado de un encadenado en el que la armadura puede equilibrar un esfuerzo de tracción nominal de 30 kN como mínimo.

En las uniones atravesadas por bielas comprimidas del sistema portante (arco o celosía), si la tensión tangencial (supuesta uniformemente repartida) sobrepasa 0,1 MPa, los bordes de los elementos prefabricados deben prestar una rugosidad o un relieve adecuados.

En las estructuras construidos por paneles, se deben disponer además y en todas las uniones situadas por encima de muros inferiores portantes (o que aseguren la inestabilidad), armaduras que se dimensionarán para un atracción nominal de 15 kN. Estas armaduras deberán quedar adecuadamente unidas a las armaduras de los diafragmas.

#### **Comentario**

*Para el análisis de los esfuerzos originados por cargas laterales en la estructura, un diafragma se considera como infinitamente flexible en dirección vertical y, salvo circunstancias excepcionales, como infinitamente rígido en dirección horizontal.*

*En las uniones atravesadas por bielas comprimidas del sistema portante, pueden también utilizarse para las juntas elementos metálicos (por ejemplo pasadores).*

## SECCION CUATRO: EJECUCIÓN

### 10 PRESCRIPCIONES GENERALES RESPECTO A LA EJECUCION

#### 10.1 Generalidades

En el presente capítulo, se describen los objetivos que resulta esencial alcanzar durante la ejecución de los trabajos.

No se incluye ninguna consideración de carácter económico ni jurídico (especialmente, ninguna atribución de responsabilidades); tampoco se tratan aquí los problemas relativos a la seguridad de los trabajadores, o de terceras personas, durante el proceso de ejecución, materias éstas que competen la responsabilidad civil del constructor y/o a las disposiciones del Código del Trabajo.

Todo el personal implicado en la fabricación del hormigón y en los distintos trabajos de ejecución de la estructura, debe poseer la formación adecuada a la labor que vaya a realizar.

#### **Comentario**

*No se incluye en esta norma, la descripción de los procedimientos de ejecución más adecuados en cada caso particular, por estimar que ello es más propio de los "Manuales de Buena Práctica" que de una norma cuya misión es prescribir las normas generales a las que debe ajustarse el proyecto, cálculo, ejecución control de toda estructura de hormigón armado.*

*El marco legal y jurídico de los contratos de ejecución, es propio de la legislación vigente en el país.*

#### 10.2 Adecuación del proceso constructivo al proyecto

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

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

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

Durante la ejecución, habrá que tener en cuenta la posibilidad de que se modifiquen, con respecto a lo previsto, los datos geométricos de los elementos que se construyen, por un defecto de ejecución. En la mayoría de los casos, estas variaciones son pequeñas y resultan despreciables en comparación con las asociadas a las acciones o a las propiedades del material.

No obstante, hay casos en que las desviaciones de algunos de los datos geométricos, con respecto a los valores previstos, pueden tener un efecto significativo sobre el comportamiento y la resistencia de la estructura. Si esto ocurre habrá de prestarse especial cuidado para que la variabilidad de dichos datos no supere los límites prescritos para las tolerancias.

#### **Comentario**

*Para todo lo relativo a la documentación correspondiente a las posibles modificaciones introducidas en el proceso constructivo, durante la ejecución de la obra, se tendrá en cuenta lo especificado en 1.4.9.*

### 10.3 Acciones mecánicas durante la ejecución

Durante la ejecución, se evitará la actuación de cualquier carga, estática o dinámica, que pueda provocar daños en los elementos ya hormigonados.

Cuando la construcción de la obra dé lugar a fases sucesivas de descimbramiento, o de puesta en carga, puede ser necesario determinar las sollicitaciones correspondientes a un cierto número de estas fases. Esta determinación se efectuará, en cada caso, según el método adecuado y de acuerdo con lo que en 6.2.2.2, se indica.

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.

#### **Comentario**

*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, por ejemplo) y la trepidación originada por el funcionamiento de ciertas máquinas auxiliares de obra, son dos (2) 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 justificar que se han previsto todas las medidas necesarias para garantizar la seguridad, la precisión de 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, utilizando los diagramas tensión-deformación de los materiales, se pueden tener en cuenta adaptaciones que resultan favorables desde el punto de vista económico.*

### 10.4 Juntas

#### 10.4.1 Juntas de dilatación

Se denominan juntas de dilatación, a los cortes que se dan a una estructura, con el objeto de permitir los movimientos originados por las variaciones de temperatura, la retracción de fraguado, o los asentamientos de los apoyos. Excepto en el caso de los asentamientos, normalmente, sólo se tienen en cuenta los efectos de estos movimientos en dirección horizontal. Su magnitud puede determinarse previamente, con exactitud, mediante el cálculo.

En principio, las juntas de dilatación deben afectar a todos los elementos de la estructura, incluidos los secundarios, tales como muros medianeros o de fachada, por ejemplo, a no ser que se trate de elementos rigurosamente estables.

Si por cualquier razón las juntas sólo son parciales, es decir, no afectan a algunos elementos secundarios, se deberán adoptar las precauciones necesarias para evitar que las juntas se continúen en dichos elementos, fisurándolos.

Las juntas de dilatación, deberán asegurar la estanquidad y el aislamiento térmico y acústico, de la misma manera que el resto de los elementos de la estructura.

#### **Comentario**

*En el caso de edificios corrientes, la separación entre juntas de dilatación, función de las condiciones climatológicas del lugar en que estén ubicados, no será superior a:*

- en regiones secas o con gran variación de temperatura (superior a 10 °C), 25 m.
- en regiones húmedas y de temperatura poco variable (variación no mayor de 10 °C), 50 m.

*Si se sobrepasan estas distancias y a menos que se adopten disposiciones especiales, deberán tenerse en cuenta en los cálculos los efectos producidos por la retracción y las variaciones de temperatura.*

#### **10.4.2 Otras juntas**

Véanse 9.9.7 y 11.4.

#### **10.5 Puntales, cimbras, encofrados y moldes**

Los puntales, cimbras, encofrados y moldes, desempeñan tres (3) funciones principales:

- dar forma al hormigón.
- permitir obtener la textura y aspecto superficial exigido
- soportar la estructura que se construye, hasta que ésta sea autoportante.

Los encofrados o moldes se componen, fundamentalmente, de una estructura portante y unos paramentos y se apoyan sobre cimbras, puntales o directamente sobre el suelo. Deben proyectarse y construirse de forma que, tanto ellos como las uniones entre sus distintos elementos, posean una resistencia, estabilidad y rigidez suficientes para resistir, sin asientos ni deformaciones perjudiciales, las acciones de cualquier naturaleza que puedan producirse sobre ellos, como consecuencia del proceso de hormigonado previsto y, especialmente, bajo las presiones del hormigón fresco, o los efectos del método de compactación utilizado. Estas características deben justificarse de acuerdo con los métodos de cálculo propios de sus materiales constituyentes.

Las deformaciones, que habrán de ser siempre compatibles con las tolerancias prescritas para la obra, no deberán comprometer su buen comportamiento. La justificación de su adecuación, puede hacerse mediante el cálculo, la experimentación, o la aplicación de las normas de buena práctica.

Por otra parte, los encofrados y moldes no deberán impedir la libre deformación de las estructuras, eventualmente necesaria durante la ejecución, ni la libre retracción del hormigón. Para ello, se adoptarán las medidas oportunas que eviten la formación de fisuras en los paramentos de las piezas.

Los encofrados y moldes, podrán ser, de madera, metálicos o de material plástico y deberán poseer la suficiente estanquidad para impedir pérdidas apreciables de lechada durante el hormigonado, teniendo en cuenta el método de compactación que vaya a utilizarse. La ejecución debe realizarse por personal competente.

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 permita su libre entumecimiento (expansión) sin peligro de que se originen esfuerzos o deformaciones anormales.

Las superficies interiores de los encofrados y moldes, deberán estar limpias en el momento del hormigonado. Para facilitar esta limpieza, en la parte inferior de los encofrados de pilares y muros, deberán disponerse aberturas provisionales, que una vez cerradas garanticen la estanquidad.

Habrá que tener también en cuenta que los encofrados y moldes han de ser compatibles con el procedimiento de curado y los tratamientos térmicos a que vaya a estar sometido el hormigón.

Antes y durante el hormigonado, se examinarán cuidadosamente los encofrados y sus apoyos.

En ningún caso deben volcarse bruscamente los materiales sobre los encofrados, ni acumularlos sobre ellos en cantidades inadmisibles.

Todos los encofrados y cimbras, deberán arriostrarse, en sentido longitudinal y transversal, de tal forma que todas las acciones que sobre ellos vayan a actuar, se transmitan de manera segura a los apoyos, especialmente, cuando las cimbras y encofrados se apoyan sobre otras estructuras, por ejemplo, sobre forjados o cuando se agregan nuevas plantas o se ejecutan reformas. Este arriostamiento, debe estar suficientemente asegurado, incluso durante el montaje.

Las cargas que transmitan los puntales, deben distribuirse adecuadamente sobre el terreno. Cuando éste no sea resistente o esté helado, deben tomarse precauciones especiales. Con el fin de garantizar una eficaz distribución o transmisión de cargas al terreno, los puntales deben apoyarse sobre una base segura y que no pueda desplazarse, tal como tablonces; pero en ningún caso podrán utilizarse, con este objeto, ladrillos o piedras sueltas. Los puntales oblicuos, deben asegurarse contra el deslizamiento.

Cuando los dispositivos utilizados para la sujeción del encofrado atraviesen el hormigón, se evitará que puedan resultar perjudiciales para éste.

En el caso de encofrados perdidos que vayan a quedar incorporados a la estructura, será necesario justificar su durabilidad, cuando afecte a un elemento estructural y, al menos, su no peligrosidad, cuando se trate de un elemento que no va a ejercer función alguna durante la vida de servicio de la obra.

Por otra parte, los encofrados y cimbras deben proyectarse de forma que permitan su desmontaje correcto, sin daño para el hormigón, como consecuencia de golpes, trepidaciones o vibraciones, etc. Por ello, se recomienda apoyarlos sobre cuñas, cajas de arena u otros dispositivos análogos, que faciliten el desencofrado.

Los encofrados y cimbras para estructuras de luces considerables, deberán ejecutarse con una contraflecha adecuada para que, al desencofrar, la estructura quede con el trazado previsto en el proyecto.

En el caso de que vayan a utilizarse hormigones que requieran métodos especiales de puesta en obra, puede ser necesario exigir, a los encofrados, características particulares.

Si se utilizan productos para facilitar el desencofrado o desmoldeo de las piezas, dichos productos no deben dejar rastros sobre los paramentos de hormigón, ni deslizar por las superficies, verticales o inclinadas, de los moldes o encofrados. Se dispondrán en capas homogéneas, continuas, sobre los citados paramentos, y se dispondrán en un tiempo suficientemente próximo al de hormigonado, para que resulten eficaces. 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 por el Director de Obra.

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

## Comentario

*A los efectos de la presente norma, 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.*

*La presión estática ejercida por el hormigón sobre los encofrados o moldes, aumenta 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 ejecución 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.*

*Por otra parte, en el caso de utilizar vibradores unidos al encofrado o molde, es preciso evitar que en los apoyos de éstos, se produzcan pérdidas excesivas de energía, por ejemplo, utilizando apoyos elásticos para los moldes o encofrados.*

*Las principales acciones a que se encuentran sometidos los encofrados, moldes y puntales, son las originadas por: la circulación del personal; la colocación y fijación de las armaduras; la puesta en obra y compactación del hormigón (en particular, el efecto producido por la componente horizontal del empuje originado por el hormigón fresco); el viento; las variaciones térmicas; los asentamientos del terreno y los trabajos de colocación de ductos, anclajes, canalizaciones, etc., destinados a otras instalaciones.*

*Conviene que el Pliego de Especificaciones Técnicas, establezca los límites que pueden alcanzar los movimientos de las cimbras, encofrados y moldes. A título orientativo, pueden fijarse los 5 mm para los movimientos locales y la milésima de la luz para los de conjunto.*

*Las normas de buena práctica utilizables para el proyecto y ejecución de los encofrados y puntales serán, en particular, las que se refieren a la forma de realizar un apoyo correcto, sobre un terreno adecuado; las uniones a través de las cuales se transmiten las fuerzas según el eje de las piezas comprimidas; y los arriostramientos.*

*La forma impuesta a los encofrados y moldes por razones estéticas puede ejercer una notable influencia sobre la facilidad de puesta en obra y la consolidación del hormigón después del desmoldeo y por consiguiente, sobre la calidad del hormigón y su durabilidad.*

*Es fundamental que el tipo de estructura elegido para el encofrado y su apuntalamiento, sea el adecuado. Debe tenerse en cuenta que la mayor parte de los defectos y accidentes registrados, se deben a utilización de estructuras no adecuadas.*

*Especial atención debe prestarse al estudio y realización de la estanquidad de las juntas entre los distintos elementos del encofrado o molde y eventualmente, entre el encofrado y el hormigón ya endurecido. Dicha estanquidad puede asegurarse mediante uniones adecuadamente estudiadas. En determinados casos, resulta necesario utilizar cubrejuntas.*

*Al proyectar un encofrado o molde, deben tenerse en cuenta las condiciones exigidas a los paramentos (aspecto, compatibilidad con el revestimiento previsto, etc.). Estas condiciones, desempeñan un papel esencial en la elección de la textura de las superficies de los encofrados y moldes.*

*Debe prestarse especial atención a la realización de los nudos de enlace, con el fin de asegurar en todas las fases constructivas el equilibrio estático de las cimbras, puntales y encofrados, la correcta transmisión de esfuerzos y la resistencia al pandeo y al vuelco.*

*Los calzos o tacos que queden embebidos en el hormigón, no deben perjudicar la durabilidad de éste ni el aspecto de los paramentos (por ejemplo, dando paso al agua o produciendo manchas de óxido).*

*Para la formación de huecos interiores (por ejemplo, aligeramientos en una losa) se pueden utilizar encofrados a base de elementos perdidos, que no deben perjudicar posteriormente al correcto comportamiento de la estructura.*

*Cuando la luz de un elemento sobrepase los 6 m, se recomienda disponer las cimbras y encofrados o moldes, de manera que, una vez retirados y cargada la pieza, ésta presente una ligera contra flecha (del orden del milésimo de la luz), para conseguir un aspecto agradable.*

*La magnitud de las contra flechas eventualmente necesarias, debe especificarlas el proyectista de la estructura.*

*Como ejemplos de hormigones especiales, pueden citarse los siguientes: hormigón proyectado mediante aire comprimido; hormigón constituido por mortero inyectado sobre los áridos, y hormigones vertidos bajo el agua. Algunos hormigones (hormigones bombeados, hormigones con retardadores o fluidificantes) producen empujes superiores a los originados por los hormigones normales. Esta circunstancia es necesario tenerla en cuenta al proyectar los encofrados.*

## 11 PRESCRIPCIONES CONSTRUCTIVAS RELATIVAS A LOS HORMIGONES

### 11.1 Dosificación

La elección de los componentes del hormigón y su dosificación, debe permitir cumplir las exigencias relativas a:



- las características especificadas para el hormigón endurecido (resistencia a compresión, aspecto, etc.).
- la durabilidad, teniendo en cuenta la agresividad del ambiente en relación con el hormigón y las armaduras. En particular, debe limitarse el contenido total de materias perjudiciales (suma de contenidos de todos los componentes).
- las características del hormigón fresco, especialmente su consistencia, en función de los métodos de fabricación, transporte y puesta en obra.
- las consecuencias del tratamiento previsto para el hormigón (curado), en el ambiente en que vaya a ejecutarse.

El hormigón se dosificará con arreglo a los métodos que se estimen oportunos, respetando siempre las dos (2) limitaciones siguientes:

- a) La cantidad mínima de cemento, por metro cúbico de hormigón, será de 200 kg, en el caso de hormigones ligeramente armados y de 250 kg, en el caso de hormigones normalmente armados.
- b) La cantidad máxima de cemento, por metro cúbico, será de 400 kg. En casos excepcionales, previa justificación experimental y autorización expresa del Director de obra, se podrá superar dicho límite.

Para establecer la dosificación (o dosificaciones si son varios los tipos de hormigón exigidos), el constructor deberá recurrir, en general, a ensayos previos en laboratorio (véase 16.5.2), con objeto de que el hormigón resultante satisfaga las condiciones que se le exigen en el Capítulo 3, así como las prescritas en el correspondiente Pliego de Especificaciones Técnicas.

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

#### **Comentario**

*La consistencia del hormigón es una característica esencial del hormigón fresco (véase el comentario a 3.7).*

*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 de cemento necesario por metro cúbico de hormigón depende en particular, del tamaño de los áridos: debiendo ser más elevada a medida que disminuye dicho tamaño.*

*El peligro de emplear mezclas muy ricas en cemento, reside en los fuertes valores que, en tales casos, pueden alcanzar la retracción y el calor de fraguado en las primeras edades. No obstante, si se atiende cuidadosamente a otros factores que también influyen en estos fenómenos, tales como el tipo y categoría del cemento, la relación agua/cemento, el proceso de curado, etc., es posible emplear proporciones más elevadas de cemento, efectuando las comprobaciones experimentales correspondientes. Por ello se admite rebasar la cifra de 400 kg en circunstancias especiales, en las que, como ocurre en ciertos casos de prefabricación, se cuidan y controlan al máximo todos los detalles relativos a los materiales, granulometrías, dosificación, ejecución y curado final.*

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

*Si se sabe que los áridos que van a utilizarse pueden influir de forma no habitual en alguna de las características del hormigón, tales como su resistencia, densidad, retracción, deformaciones higrométricas, coeficiente de dilatación térmica, módulo de deformación longitudinal, durabilidad, etc., será preciso tener en cuenta esta circunstancia al estudiar la dosificación del hormigón. Así, por ejemplo, ciertos basaltos y dolomitas, disminuyen de volumen al secarse. Como consecuencia, un hormigón fabricado con estos áridos, pueden tener un coeficiente de retracción superior al correspondiente a los hormigones normales.*

*Los áridos destinados a la fabricación de hormigones están constituidos por mezclas de granos de diferentes tamaños. Según los tamaños y proporción de los mismos en estas mezclas, se obtienen distintas granulometrías, las cuales están sujetas a determinadas especificaciones. Para lograr, de forma satisfactoria, la granulometría deseada o prescrita, dichas mezclas, un general, deben prepararse partiendo de grupos de áridos, clasificados por tamaños, con una pequeña diferencia de tamaño dentro de cada grupo.*

Los principales aspectos que deben tenerse en cuenta para la determinación de la granulometría más adecuada son los siguientes:

- a) Contenido óptimo de cemento y débil proporción de agua. Desde este punto de vista, resulta útil y ventajoso preparar mezclas relativamente pobres en arena, que contengan una gran proporción de áridos gruesos y una pequeña cantidad de huecos intersticiales.
- b) El hormigón no debe disgregarse durante su transporte, puesta en obra y compactación. Debe poder ser colocado con facilidad utilizando los dispositivos previstos, y debe alcanzar una textura compacta una vez terminada su fabricación. Esta exigencia requiere un contenido óptimo de granos finos y, por consiguiente, resulta parcialmente contradictoria con lo expuesto en el punto a) anterior. La granulometría óptima en cada caso depende, entre otras variables, de las condiciones del transporte y puesta en obra, del tipo de elementos estructurales que vayan a construirse y de las características de los áridos de que se disponga (por ejemplo: forma de los granos, calidad de las superficies, tamaños existentes, etc.).
- c) En cada caso, el tamaño máximo más conveniente del árido depende entre otras causas de las dimensiones del elemento estructural, de las distancias entre armaduras, y de las condiciones del transporte y puesta en obra.

La granulometría de los áridos puede definirse mediante curvas granulométricas y, en caso necesario, con la ayuda de coeficientes que caracterizan la distribución granulométrica o la cantidad de agua precisa. Puede también resultar suficiente el especificar la relación entre áridos finos y gruesos, indicando las exigencias particulares relativas a las granulometrías de ambos tipos de áridos. En todos los casos, son las proporciones de los diferentes tamaños de árido, las que deben fijarse para determinar la composición de las mezclas de áridos.

Se distinguen dos (2) tipos de granulometría: continua y discontinua. Una granulometría continua, comprende todos los tamaños sucesivos de áridos, desde el más fino al más grueso. La discontinua, corresponde a una mezcla en la que falta uno o varios tamaños intermedios.

Tanto para las granulometrías continuas como para las discontinuas, los áridos, en general, deberán ser por lo menos de dos tamaños. A este respecto, los finos no se consideran como tamaño de áridos. Cuando sólo se utilizan dos tamaños, se recomienda que uno de ellos esté comprendido entre 8 mm y 2 mm.

Para que el hormigón tenga una textura compacta y pueda colocarse fácilmente en obra, debe contener una proporción adecuada de finos. Esto es particularmente importante, cuando sea preciso transportar el hormigón a largas distancias o mediante canaletas: cuando se trate de elementos de pared delgada y fuertemente armados, y cuando haya de obtenerse un hormigón estanco.

Se consideran como finos todos los componentes cuyo tamaño no excede de 0,15 mm. Dentro de los finos se incluyen, el cemento, los áridos finos y, en su caso, los aditivos y adiciones. El contenido de granos inferiores a 0,125 mm tiene una importancia especial. Cuando el contenido de cemento es pequeño y la arena sólo tiene una débil proporción de finos, puede resultar suficiente añadir elementos minerales finos que no sean nocivos para el hormigón.

Cuando se utilizan aditivos con carácter de aireantes, resulta útil y necesario que exista una menor proporción de finos. En general, puede admitirse que un 1 % (10 L) de poros, sustituyen aproximadamente, a un volumen absoluto de 5 L de finos por metro cúbico de hormigón compactado.

Es fundamental limitar el contenido de materiales finos inertes, ya que una excesiva proporción de éstos, exige aumentar la cantidad de agua necesaria y ello puede, debido a la elevación de la relación agua/cemento, influir desfavorablemente en la resistencia al hielo, deshielo, a los ataques químicos y a la abrasión, e incluso en la resistencia del hormigón.

Por otra parte, la relación agua/cemento necesaria, depende de las características que se exijan al hormigón, y debe determinarse mediante ensayos previos. No obstante, con respecto a la protección de las armaduras, frente a la corrosión, debe señalarse que el valor lineal real de la relación agua/cemento no debe exceder del 0,70 si se trata de ambientes interiores, ni del 0,65 en ambientes exteriores no agresivos.

En el caso de ambientes propicios para la corrosión de las armaduras; cuando se utilicen aceros sensibles a la corrosión: o si el ambiente resulta agresivo para el hormigón, puede resultar necesario, o al menos recomendable, utilizar una relación agua/cemento inferior.

Cuando se trate de fabricar hormigones de características especiales, es decir, que además de una determinada resistencia a compresión, deban poseer otras características tales como: resistencia elevada frente a la penetración de agua, alta resistencia a la helada y a los efectos de las sales anticongelantes: alta resistencia frente a los ataques químicos: alta resistencia a la abrasión o a temperaturas elevadas: o cuando se trate de hormigones destinados a ser utilizados bajo el agua o como hormigones vistos, habrá que tener en cuenta especificaciones suplementarias. Estas especificaciones deberán fijarse en función de las circunstancias locales, las posibilidades técnicas, y determinadas experiencias especiales.

En todos estos casos es aconsejable documentarse recurriendo a la consulta de publicaciones especializadas o al dictamen de especialistas idóneos.

## 11.2 Fabricación

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.

El agua se medirá, normalmente, en volumen.

Los aditivos y las adiciones en polvo, deberán dosificarse siempre en peso. Si se presentan en forma líquida o en pasta, podrán dosificarse, bien en peso o bien en volumen.

Se comprobará sistemáticamente el contenido de humedad de los áridos, especialmente de la arena, para corregir en caso necesario, la cantidad de agua directamente vertida en la hormigonera. Del mismo modo, si procede, habrá que contar con el contenido de agua de los aditivos y adiciones, si estos productos contienen agua en cantidad apreciable (por ejemplo, si se trata de fluidificantes).

El hormigón se amasará de manera que se obtenga una distribución uniforme de los componentes (en particular de los aditivos, cuando se utilicen) y una consistencia también uniforme de la amasada; procurando una mezcla íntima y homogénea de los distintos materiales, debiendo resultar el árido bien recubierto de pasta de cemento.

En general la operación de amasado se hará 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 siempre que se adopten las necesarias precauciones, para evitar contaminaciones de tierra, polvo, etc., se admitirá el amasado a mano.

La temperatura del hormigón fresco, en tanto no se utilice, no debe exceder, a ser posible, de los 30 °C, ni ser inferior a los 5 °C. Si los áridos estuviesen helados, deberán descongelarse totalmente antes o durante el amasado.

Si la temperatura del hormigón fresco excede de 30 °C, como ocurre por ejemplo en el caso de un amasado con vapor, o en climas cálidos, puede resultar necesario adoptar precauciones para poder lograr una completa compactación del hormigón (por ejemplo, añadir un aditivo retardador de endurecimiento, elegir un cemento especialmente apto para ser utilizado en estas condiciones, etc.). Además, será preciso evitar, mediante un curado apropiado, que el hormigón joven se deshidrate o enfríe demasiado rápidamente. El amasado con vapor, requiere aparatos especiales y una adecuada experiencia.

La composición del hormigón fresco, no debe sufrir modificación alguna, una vez sacado de la amasadora.

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

En el caso de hormigones preamasados (preparados en central de hormigonado) deberán observarse, además de las prescripciones del presente Código, las que se incluyan en las Normas específicas para dichos hormigones.

#### **Comentado**

*Se recomienda efectuar la dosificación de los componentes de las mezclas, con las consiguientes tolerancias:*

- cemento, áridos, agua y aditivos, 3 % de la cantidad medida.
- adiciones, 5 % de la cantidad medida.

*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.*

*Debe prohibirse, terminantemente, la colocación de agua en la amasadora, por medio de mangueras o recipientes cuya capacidad no sea exactamente conocida.*

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

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

2. *El cemento y la arena simultáneamente. Si esto 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. *La grava. Si está dividida en dos (2) o más fracciones, deberá seguirse con ellas un procedimiento análogo al descrito para el cemento y la arena.*
4. *El resto del agua de amasado, a ser posible no de una vez, sino poco a poco, de forma que el vertido resulte lo más parecido posible a un chorro continuo.*

*Quando la importancia de la obra lo permita, se recomienda emplear centrales automáticas dosificadoras en 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.*

*El tiempo que debe durar el amasado depende, principalmente, de la naturaleza y composición del hormigón, de su resistencia y de las características, capacidad y estado de la amasadora. Dicho tiempo puede reducirse a menos de 1 min si se utilizan hormigoneras especiales en las que esté debidamente comprobado que su eficacia de mezclado permita 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, en función del tamaño de la hormigonera, en tantas veces 15 s como fracciones de 400 L, de exceso sobre los 750 L, 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 2 min o 3 min.*

*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.*

### **11.3 Puesta en obra**

#### **11.3.1 Transporte y colocación**

Para el transporte se utilizarán procedimientos adecuados, concordantes con la composición del hormigón fresco, con el fin de 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 de modo que se impida o dificulte su adecuada puesta en obra y compactación. Por ello, el hormigón debe ser puesto en obra lo más pronto que sea posible después del amasado.

En ningún caso se le debe añadir agua una vez sacado de la mezcladora.

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

No 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 eficaz compactación de la masa. Como norma general, se recomienda que dicho espesor no exceda de los 50 cm.

En el caso de piezas de gran volumen, se adoptarán las medidas oportunas para evitar los efectos perjudiciales que puede ocasionar el calor desprendido durante la hidratación del cemento.

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

Tanto durante el vertido como durante la compactación del hormigón se cuidará de que no se produzcan desplazamientos de las armaduras, con respecto a la ubicación señalada en los planos.

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 obra, para impedir que el hormigón joven se vea solicitado a flexión.

#### **Comentario**

*Conviene que la duración del transporte sea la menor posible para evitar la disgregación de la masa, así como los peligros de desecación y principio de 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.*

*Mientras que, prácticamente, cualquier tipo de hormigón puede ser transportado en vagonetas apropiadas o carretillas, el que vaya a ser bombeado a través de mangueras, deberá reunir determinadas condiciones en cuanto a su composición y consistencia. En estos casos, es preciso comprobar, mediante ensayos previos y ensayos de bombeo, que la composición prevista para el hormigón es la apropiada. Conviene que exista una proporción, lo más elevada posible, de áridos redondeados. El contenido de finos debe elegirse de tal forma que el hormigón resultante tenga una buena cohesión.*

*La consistencia del hormigón fresco, debe estar comprendida; entre la plástica y la fluida. En tiempo caluroso y cuando las mangueras sean de gran longitud, puede ser conveniente utilizar retardadores de fraguado. La presencia de una elevada cantidad de poros de aire ocluido, puede hacer más difícil el bombeo.*

*Las mangueras o conductos utilizados, no deben desprender sustancias que puedan resultar perjudiciales para el hormigón. Así, por ejemplo, los conductos de aluminio pueden provocar la formación de burbujas de hidrógeno y, por consiguiente, afectar a la resistencia del hormigón.*

*Los conductos de vertido, se mantendrán constantemente llenos mientras dure el hormigonado.*

*El hormigón conducido mediante bandas transportadoras, deberá poseer también una buena cohesión. Conviene que en el lugar de descargo existan dispositivos adecuados, por ejemplo, reglas vibrantes, para mantener la homogeneidad del hormigón.*

*Debe tenerse en cuenta que 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 sitio de vertido 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 el hormigón, al resultar así afectado por las posibles variaciones ocasionadas durante el transporte, ofrezca una muestra verdaderamente representativa del material utilizado en obra.*

*Como las características de la masa varían del principio al fin de cada descargo de la hormigonera y si se quiere conseguir una buena uniformidad, no es conveniente el dividir, para el transporte, una misma amasada 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.*

*Como consecuencia de lo anteriormente expuesto, para el hormigonado de pilares o muros de gran altura, por ejemplo, habrá que utilizar conductos que desemboquen cerca del lugar definitivo en que haya de colocarse el hormigón.*

*El vertido debe hacerse por tongadas, lo más uniformes posible, cuyo espesor dependerá del método de compactación previsto. El vertido en grandes montones para su posterior distribución por vibración, no debe permitirse, ya que puede dar lugar a segregación.*

*Para evitar la aparición de fisuras horizontales por diferencia de retracción, el vertido debe hacerse de forma lo más continua posible, con el objeto de que la compactación pueda unir, completamente, el hormigón que se vierte, con la tongada anteriormente compactada.*

*Es recomendable que las zapatas se hormigonan en una operación continua y que, antes de proceder al hormigonado de los elementos que vayan a apoyar sobre ellas, se deje endurecer el hormigón, al menos durante 12 h. También se debe dejar transcurrir un plazo análogo, desde el hormigonado de pilares y muros, hasta el de las vigas y losas que en ellos se apoyen.*

*En las vigas, es conveniente realizar el vertido por capas horizontales, de espesor uniforme en toda su longitud. En el caso de vigas T, conviene hormigonar simultáneamente el nervio y la losa de cabeza. Si ello no es posible, se hormigonará primero el nervio y después la losa en todo su espesor; pero, en este caso, se deberá colocar armadura adicional para absorber el esfuerzo rasante que se producirá en la superficie de contacto.*

*El hormigonado de las losas, conviene hacerlo por franjas de ancho tal que, al colocar el hormigón de la franja siguiente, no se haya iniciado aún el fraguado de la anterior.*

### 11.3.2 Compactación

La compactación de los hormigones se realizará mediante procedimientos adecuados a la consistencia de las mezclas, de manera tal que se eliminen los huecos o burbujas de aire del interior de la masa y se obtenga un perfecto cerrado de la misma, sin que llegue a producirse segregación. El proceso de compactación, deberá prolongarse hasta que refluya la pasta a la superficie.

Se cuidará especialmente de que las armaduras queden perfectamente recubiertas con un hormigón denso.

#### Comentario

*En el comentario a 3.2, 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 (por ejemplo, excesiva permeabilidad) que no resultan 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.*

*Según la consistencia del hormigón fresco y la forma del elemento estructural que se hormigona, la compactación puede hacerse por diversos métodos, tales como: vibrado, picado, apisonado, golpeando el encofrado, etc.*

*Por regla general, puede considerarse que se ha conseguido una buena compactación, cuando la superficie superior hormigonada adquiere un aspecto continuo y, si se continúa la compactación, sólo aparecen unas pocas burbujas de aire.*

*Los hormigones de consistencia seca, plástica o blanda, deben compactarse, en general, por vibración. Los de consistencia muy blanda o fluida, se compactan normalmente por picado o, si no existe riesgo de segregación, mediante un ligero vibrado.*

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

*En el caso de vigas, cuando se emplee una consistencia adecuada para compactar por picado, se recomienda efectuar éste en dirección 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 corriéndolos con movimiento lento, de tal modo que la superficie quede totalmente húmeda.*

*Si se utilizan vibradores internos, su frecuencia de trabajo no debe ser inferior a 6 000 ciclos por minuto. Estos vibradores deben sumergirse rápido 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.*

*Se pondrá especial cuidado en evitar que la aguja del vibrador entre en contacto con las armaduras, sobre todo, en las últimas etapas del vibrado, pues, ello daría lugar a que quedasen huecos alrededor de las barras.*

*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.*

*Se recomienda que, cuando el procedimiento de compactación que vaya a utilizarse sea el vibrado, no se inicie el vertido del hormigón sin que existan en obra, por lo menos, dos vibradores en perfecto estado de uso.*

*Un hormigón ya compactado, puede mejorarse posteriormente mediante una nueva compactación (vibrado posterior o revibrado), ya que al ser sometido de nuevo a vibración vuelve a hacerse fluido. Este procedimiento resulta útil cuando se*

*necesita eliminar fisuras de retracción o de asiento o los huecos que hayan podido quedar alrededor de las armaduras horizontales.*

*No obstante, debe tenerse en cuenta que la velocidad de fraguado y, por consiguiente, el momento óptimo para efectuar el revibrado, depende de la naturaleza del hormigón y de las condiciones ambientales. Por ello, siempre que se vaya a utilizar este método de compactación, será imprescindible realizar los correspondientes ensayos previos para determinar cuándo debe procederse a su aplicación.*

### **11.3.3 Procedimientos especiales de hormigonado**

Cuando el hormigonado se realice empleando técnicas o procedimientos especiales, tales como el vertido bajo el agua, el gunitado, el recubrimiento de los áridos mediante la inyección de un mortero coloidal se procederá con arreglo a las normas de buena práctica propias de dichas técnicas, siendo preciso generalmente, en estos casos, que el constructor posea una preparación especial.

#### **Comentario**

*Como en un código de carácter general no es posible dar prescripciones para todos los casos que en la realidad pueden presentarse, cuando se trata de técnicas especiales se remite a las normas de buena práctica. Ello es lógico, además, teniendo en cuenta que estas técnicas se encuentran en continua evolución.*

### **11.4 Juntas de hormigonado**

Las juntas de hormigonado que deben en general estar previstas en el proyecto y figurar en los planos de ejecución, 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.

Al iniciarse la puesta en obra del hormigón deberá definirse el volumen correspondiente a cada fase del hormigonado, con el fin de poder proveer, de forma racional, la posición de las juntas de hormigonado. Esta posición deberá concordar con la prevista en el proyecto.

Si el plano de una junta resulta mal orientado, debe destruirse 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; se retirará la capa superficial de mortero, dejando los áridos al descubierto, y se comprobará, si así se especifica, que su rugosidad es la apropiada. Para todo 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.

El hormigón seco más antiguo contra el cual va a verterse el hormigón fresco, deberá humedecerse antes de continuar el hormigonado, para reducir al mínimo el efecto perjudicial que la retracción de fraguado del hormigón joven puede ocasionar en la superficie de contacto entre ambos hormigones y evitar además la pérdida de agua en la masa que va a colocarse. Sin embargo, en el instante en que vaya a proseguirse el hormigonado, la superficie del hormigón antiguo deberá estar lo suficientemente seca para permitir una buena adherencia entre ambos hormigones.

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

El Pliego de Especificaciones Técnicas podrá autorizar el empleo de técnicas especiales para la ejecución de las 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 cementos de distinto tipo, antes de hacer el cambio de hormigón se limpiarán cuidadosamente los utensilios de trabajo.

En ningún caso se pondrán en contacto hormigones frescos fabricados con cementos de tipo diferente, que sean incompatibles entre sí.

Se recomienda no recubrir con lechada de cemento, la superficie de interrupción del hormigonado de las juntas.

#### **Comentario**

*Se llaman juntas de hormigonado, a las superficies en las cuales debe suspenderse el hormigonado, por razones de la tecnología constructiva. Como estas juntas tienen, habitualmente, una débil resistencia a tracción y a esfuerzo cortante y pueden, en consecuencia, reducir la capacidad resistente del elemento en la zona en que se forman, conviene reducir al mínimo su número. Si no se ejecutan de forma adecuada, se corre el riesgo de que el hormigón, en la zona de la junta, no resulte satisfactoriamente estanco; con lo cual se debilitaría la protección de las armaduras frente a la corrosión.*

*Por todas estas razones, las juntas de hormigonado, dentro de lo posible, deberán disponerse en zonas en las cuales las acciones que habrán de actuar vayan a ser poco elevadas, o bien en los lugares en los que se haya previsto la construcción de una junta, por otras causas (por ejemplo, junta de dilatación).*

*En el caso de estructuras sumergidas, se evitarán juntas de hormigonado horizontales, en las zonas de variación del nivel de agua.*

*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.*

*En la práctica, 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. A plazo más o menos diferido, puede tener lugar entonces, la desintegración de uno de los cementos, por reacciones con cambio de volumen.*
- b) En lo que se refiere a la armadura, el simple hecho de que distintas partes de la misma estén en contacto con diferentes clases de hormigones, no genera sobre el acero suficiente diferencia de potencial para desencadenar una corrosión; por lo que no han de tenerse más cuidados 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 capítulo 14 y su correspondiente comentario, se hace referencia a diversos aspectos relacionados con la incompatibilidad de cementos.*

### **11.5 Hormigonado en tiempo frío**

En general, se suspenderá el hormigonado siempre que se prevea que, dentro de las 48 h siguientes, puede descender la temperatura ambiente por debajo de los 0 °C.

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 apreciables de las características resistentes del material.

Si no es posible garantizar que con las medidas adoptadas, se consiga evitar dicha pérdida de resistencia, se realizarán los ensayos de información (véase 16.5.5), necesarios para conocer la resistencia realmente alcanzada; adaptándose, 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, en cada caso, autorización expresa del Director de Obra. Nunca podrán utilizarse productos susceptibles de atacar a las armaduras, en especial, los que contienen ión cloro.

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

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

#### **Comentario**

*El constructor deberá estar informado de las temperaturas límites (función de la situación de la obra, espesores de los elementos y naturaleza del cemento utilizado), fuera de las cuales debe interrumpirse el hormigonado o no autorizarse su iniciación, a no ser que se adopten medios y procedimientos eficaces para evitar efectos perjudiciales.*

*En ningún caso el hormigón debe quedar expuesto a la helada antes de haber alcanzado la resistencia adecuada. Hay que tener en cuenta que las bajas temperaturas retrasan el endurecimiento de la pasta de cemento. En consecuencia, la helada puede dañar permanentemente al hormigón joven, ya que el agua contenida en los poros puede congelarse y dañar la textura del hormigón.*

*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 del hormigón es grande; por el contrario, 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 del ambiente comprendidas entre + 5 °C y 0 °C, no se utilizaran materiales helados. A este respecto debe tenerse en cuenta que no basta deshacer los montones de áridos congelados para que éstos se deshielen. 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 del 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.*

## 11.6 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 a masa.

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

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

Si la temperatura ambiente es superior a 40 °C, se suspenderá el hormigonado, salvo que, previa autorización expresa del Director de Obra, se adopten medidas especiales, tales como enfriar el agua, amasar con hielo picado enfriar los áridos. etc.

### **Comentario**

*En tiempo caluroso pueden resultar desfavorablemente afectadas las características del hormigón.*

*Las elevadas temperaturas aceleran el fraguado, aumentan la velocidad de hidratación y en general, la necesidad de agua. Además pueden dificultar la trabajabilidad del hormigón, reducir su resistencia final y contribuir a la figuración, por retracción del hormigón joven.*

*En gran parte pueden evitarse los efectos nocivos de las elevadas temperaturas, adoptando medidas adecuadas tales como utilizar aditivos retardadores, enfriar la masa de hormigón, aplicar un curado conveniente inmediatamente después de vertido el hormigón, etc.*

*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.*

## 11.7 Protección y curado

Una vez puesto en obra el hormigón y en tanto éste no haya adquirido la resistencia suficiente deberá protegerse contra las influencias que puedan perjudicarlo y especialmente contra:

- una desecación prematura, en particular a causa de soleamiento o viento.
- un deslavado por lluvia o chorro de agua.
- un enfriamiento rápido, durante los primeros días.
- una baja temperatura o una helada.
- vibraciones o sacudidas, capaces de alterar la textura del hormigón y la adherencia entre éste y las armaduras.

Por otra parte, durante el fraguado y primer endurecimiento del hormigón, para que pueda efectuarse la necesaria hidratación de todo el volumen de la masa hasta alcanzar los paramentos de la pieza, y con el fin de evitar los daños que pueden originarse por una retracción prematura y demasiado rápida. es imprescindible proteger el hormigón contra la desecación, lo más pronto posible después de supuesta en obra, adoptando para ello las medidas adecuadas que se empezarán a aplicar tan pronto como el hormigón haya endurecido lo suficiente para que su superficie no resulte afectada y se prolongarán durante el plazo que establezca el Pliego de Especificaciones Técnicas, en función del tipo, clase y categoría del cemento, de la temperatura y grado de humedad del ambiente, de las características exigidas al hormigón, etc.

El curado podrá realizarse manteniendo húmedas las superficies de los elementos de hormigón mediante riego directo que no produzca deslavado, o utilizando un material adecuado que no contenga sustancias nocivas para el hormigón y sea capaz de retener la humedad. El agua utilizada en estas operaciones deberá poseer las cualidades exigidas en 2.3.

Si el hormigón debe endurecer a baja temperatura o se utiliza un cemento de fraguado lento, deberá prolongarse el curado, regularmente se recomienda un curado prolongado en el caso en que el hormigón deba satisfacer exigencias especiales con respecto a la estanquidad a la resistencia a ciclos de hielo-deshielo, a la abrasión o a la figuración.

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

El endurecimiento del hormigón puede acelerarse mediante tratamientos térmicos, empleando técnicas especiales tales como el curado al vapor, por ejemplo. En estos casos, 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 % de su resistencia de proyecto.

#### **Comentario**

*De las distintas operaciones necesarias para la ejecución de un cemento de hormigón, el proceso de curado es uno de los más importantes por su influencia decisiva en la resistencia y demás cualidades del hormigón resultante.*

*Como término medio conviene prolongar el proceso de curado durante 7 días, debiendo aumentarse este plazo en ambiente seco y caluroso, o cuando las superficies de las piezas hayan de estar en contacto con aguas o filtraciones salinas o sulfatadas. En este último caso el citado plazo de siete días deberá aumentarse por lo menos en un 50 %.*

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

*En ciertos casos, por ejemplo si la relación agua/cemento es inferior a 0,40 resulta favorable un curado en ambiente húmedo. En cambio, es favorable un curado sin adición de agua, si se necesita que cuando el hormigón es todavía joven, tenga una alta resistencia a las heladas. De este modo, se evita que los conductos capilares de la masa del hormigón se llenen de agua, la cual, al helarse y aumentar de volumen, podría provocar daños.*

*Los tratamientos térmicos pueden influir especialmente en:*

- *la ley de evolución en el tiempo de la resistencia a compresión y en el valor final de ésta.*
- *la relación entre las resistencias a tracción y compresión del hormigón.*
- *las leyes de evolución, en el tiempo, de las deformaciones diferidas.*

*Aumentando dentro de ciertos límites la temperatura del hormigón durante el endurecimiento, se consigue generalmente elevar la resistencia inicial del hormigón. En cambio, su resistencia final puede disminuir ligeramente, en relación con la que alcanzaría al endurecer en estado normal.*

*Resulta fundamental que los elementos estructurales sometidos a tratamiento térmico, no puedan deshidratarse ni enfriarse demasiado rápidamente.*

*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 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 ésta es constante; o la integral del gráfico temperatura-tiempo, en el caso de temperatura variable.*

*Se admite que para una misma calidad de hormigón, el efecto del curado será el mismo siempre que su maduración también lo sea. 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, sólo podrá iniciarse una vez transcurrido el periodo de prefragado, elevándose gradualmente la temperatura a partir de este momento, hasta alcanzar la temperatura límite. Esta, se mantendrá durante un cierto plazo. Finalizando el cual se hará descender, de forma continua hasta igualar la temperatura ambiente.*

*Cada cemento tiene una curva de curado ideal. Por ello no es posible dar reglas generales y conviene que antes de iniciar la fabricación del hormigón se efectúen ensayos previos con los componentes que vayan a utilizarse y el tratamiento térmico previsto. De esta forma, se podrán conocer los ritmos óptimos de aumento y descenso de la temperatura, así como el tiempo de permanencia a la temperatura límite y el valor de la misma. En general el periodo de prefragado oscila entre 2 h y 4 h: a velocidad de calentamiento o enfriamiento no debe exceder de 20 °C, por hora y la temperatura límite no debe ser superior a 80 °C.*

*La presión del vapor y a temperatura, se mantendrán lo más constantes y uniformes posible 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 3 días y 7 días.*

*Para el caso de empleo de técnicas especiales de curado, se remite a las normas de buena práctica de tales técnicas, por tratarse de procesos en evolución continua, para los que no es posible dar reglas generales.*

## **11.8 Descimbramiento, desencofrado y desmoldeo**

Tanto los distintos elementos que constituyen los moldes o el encofrado (tableros laterales, fondos como los puntales y cimbras, se retirarán de acuerdo con las fases previstas en el proyecto, sin producir sacudidas ni choques en la estructura y aplicando fuerzas puramente estáticas; 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 que va a estar sometido durante y después del desencofrado, desmoldeo o descimbramiento. Se recomienda que la seguridad no resulte en ningún momento inferior a la prevista para la obra en servicio.

El retiro de los puntales, debe hacerse respetando los plazos necesarios para que las partes de la estructura que dichos puntales soportan así como aquellas sobre las cuales ellos se apoyan adquieran la resistencia suficiente. Además, en determinados casos será necesario retrasar la retirada de los puntales, por exigencias de estabilidad general de la estructura (arriostramientos).

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 16.5.5) para conocerla resistencia real del hormigón y poder fijar, convenientemente, el momento del desencofrado, desmoldeo o descimbramiento.

En cualquier caso, antes de iniciarse la operación, deberá recabarse la autorización correspondiente del Director de Obra.

Se pondrá especial cuidado 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 10.4.

#### Comentario

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.

Conviene, en ocasiones, medir flechas durante el descimbramiento de ciertos elementos, como índice para decidir si se debe o no continuar la operación e incluso si conviene o no disponer la realización de pruebas de carga de la estructura.

Se exige efectuar el descimbramiento 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.

Los plazos entre la finalización del hormigonado y el desencofrado, dependen: del tipo de cemento, de la composición del hormigón, del tipo y tamaño del elemento hormigonado, de las solicitaciones a las que éste habrá de verse sometido, y de las condiciones atmosféricas.

En el caso de estructuras que inmediatamente después del desencofrado, deban soportar casi toda la carga de cálculo, como ocurre en forjados que hayan de recibir las cargas originadas durante el hormigonado y endurecimiento de las losas de los pisos superiores, antes de proceder al desencofrado habrá que adoptar precauciones especiales.

Para condiciones atmosféricas favorables (temperatura mínima superior a 5 °C) y cuando se utilicen los procedimientos normales de encofrado, se recomienda respetar los plazos mínimos de desencofrado que, a título puramente orientativo, se indican en la tabla siguiente.

**Tabla 11.8 - Plazos mínimos de desencofrado**

Tipo de hormigón	Tableros de vigas y encofrado de muros y pilares	Encofrados de losas	Apuntalamiento de vigas y losas de gran luz
Hasta H 25	4 días	10 días	28 días
H 35	3 días	8 días	20 días
H 45	2 días	5 días	10 días
H 55	1 día	3 días	6 días

En el caso de luces y dimensiones considerables, deberán duplicarse los plazos indicados.

Cuando se utilicen encofrados deslizantes o procedimientos análogos, o cuando las condiciones atmosféricas sean especialmente favorables, se podrán reducir, prudentemente, los plazos señalados en la tabla 11.8.

Cuando después de la colocación del hormigón, el tiempo haya sido transitoriamente frío (temperaturas mínimas comprendidas entre 0 °C y 5 °C, el Director de Obra deberá examinar cuidadosamente la estructura que se vaya a desencofrar, para saber si el hormigón ha adquirido suficiente resistencia o se hace necesario prolongar los plazos de desencofrado previstos.

Si durante el periodo de endurecimiento se hubieran producido heladas, los plazos de desencofrado deberán prolongarse, por lo menos, durante un tiempo igual al de duración de las mismas.

Al reanudarse los trabajos después de las heladas y antes de cada desencofrado subsiguiente, deberá examinarse detenidamente el hormigón para comprobar si ha fraguado y endurecido lo suficiente o si, por el contrario, simplemente está duro por congelación.

Los puntales de seguridad, deberán mantenerse durante un plazo prudencial después del desencofrado. Como simple orientación se indica que este plazo, en los casos normales, puede tomarse igual por lo menos, a:

- para hormigones del tipo H 25, o inferior ..... 1 4 días
- para hormigones del tipo H 35 ..... 8 días
- para hormigones del tipo H 45, o superior ..... 6 días

En general, deberán desencofrarse los pilares antes que las vigas y éstas, antes que las losas. Los puntales de arcos y cimbras y los encofrados de losas, deberán hacerse descender lentamente, mediante los oportunos dispositivos de desencofrado (cuñas, cajas de arena, gatos, etc.). Con el objeto de evitar las trepidaciones no se permitirá retirar dichos elementos por medio de golpes o forzándolos.

Finalmente sólo a título de orientación y con carácter general, se indica que pueden adoptarse los plazos de desencofrado o descimbramiento deducidos de la siguiente fórmula.

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

donde:

- $j$  = número de días  
 $T$  = temperatura media, en °C de las máximas y mínimas diarias durante los días  
 $G$  = carga que actúa sobre el elemento, al descimbrar (incluido el peso propio)  
 $Q$  = carga que actuará posteriormente ( $Q \pm G$  = 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 normales.

## 12 PRESCRIPCIONES CONSTRUCTIVAS RELATIVAS A LAS ARMADURAS

### 12.1 Anclaje

#### 12.1.1 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 (véase figura 12.1.1.a).

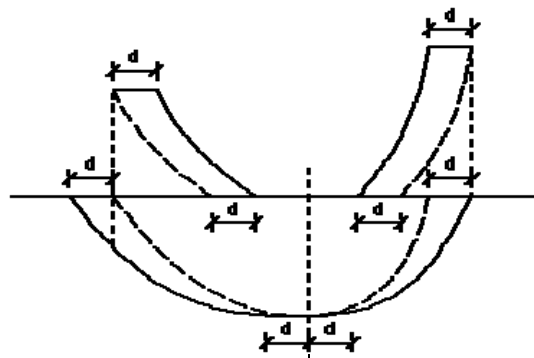


Figura 12.1.1.a

En el caso de que puedan existir efectos dinámicos, las longitudes de anclaje indicadas en 12.1.2 y 12.1.3, se aumentarán en  $10 \varnothing$ .

Por el contrario, cuando la sección real del acero  $A_{s,real}$ , sea superior a la estricta  $A_s$ , las longitudes de anclaje indicadas en 12.1.2 y 12.1.3, pueden reducirse en la relación  $A_s/A_{s,real}$ , no debiendo adoptar, para la longitud resultante valores inferiores al mayor de los tres (3) siguientes:

- $10 \varnothing$
- 15 cm
- La tercera parte de la longitud correspondiente al caso en que no se aplique la reducción.

Las longitudes de anclaje dependen de la posición que ocupan las barras en las piezas de hormigón.

Se distinguen las dos (2) posiciones siguientes:

- a) **Posición I:** de adherencia buena, para las armaduras que, durante el hormigonado, forman con la horizontal un ángulo comprendido entre 45° y 90°, o que, en el caso de formar un ángulo inferior a 45°, están situadas en la mitad inferior de la sección, o a una distancia igual o mayor a 30 cm de la cara superior de una capa de hormigonado.
- 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 a posición I.

Debe disponerse armadura transversal:

- en el caso de anclajes de las barras de tracción cuando no existe una compresión transversal adecuada, por ejemplo, la originada por una reacción de apoyo.
- siempre que se trate de anclajes de barras en compresión.

#### Comentario

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 el plano en que se encuentran los ganchos con el fin de que queden rodeados de la mayor masa posible de hormigón (véase fig. 12.1.1 .b).

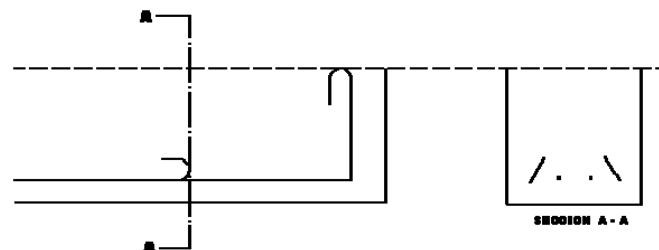


Figura 12.1.1.b

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

El esfuerzo que puede desarrollar un anclaje, se calculará suponiendo:

- Que en la longitud interesada por el anclaje, la tensión de adherencia es constante e igual al valor, medio que se define convencionalmente.
- Que en las partes curvas del anclaje se superpone a la adherencia un rozamiento entre el acero y el hormigón.

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

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

donde:

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

Despejando  $\ell_b$ , queda:

$$\ell_b = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{\tau_{bm}}$$

Para barras lisas, el valor de  $\tau_{bm}$  es el indicado para  $\tau_{bs}$  en 12.3.2.

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 12.1.3.

La armadura transversal exigida en las prescripciones, tienen por objeto evitar:

- la fisuración longitudinal a que pueden dar lugar las tensiones transversales de tracción que se originan en las zonas de anclaje.
- el desconchado del hormigón que puede ocasionar el apoyo del extremo de la barra comprimida.

Las barras transversales ya existentes (por ejemplo, la armadura de cortante), suelen ser suficientes para desempeñar esta función.

Tratándose de barras trabajando a compresión, la armadura transversal debe rodear las barras, concentrándose en el extremo del anclaje y rebasándolo en una longitud mínima igual a  $4 \varnothing$ .

Se prestará especial atención a las barras que terminen cerca de un ángulo entrante o que lleven anclajes curvos, sea cual sea la forma de estos últimos.

### 12.1.2 Anclaje de 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 (véase figura 12.1.2.a) por una semicircunferencia de radio interior igual a  $2,5 \varnothing$ , con una prolongación recta igual a  $2 \varnothing$ . La patilla normal, para barras lisas, está formada (véase figura 12.1.2.b) por un cuarto de circunferencia de radio interior igual a  $2,5 \varnothing$ , con una prolongación recta igual a  $2 \varnothing$ .

En la figura 12.1.2.c, se indican las longitudes prácticas de anclaje que deben adoptarse para las barras lisas, en los casos que se señalan.

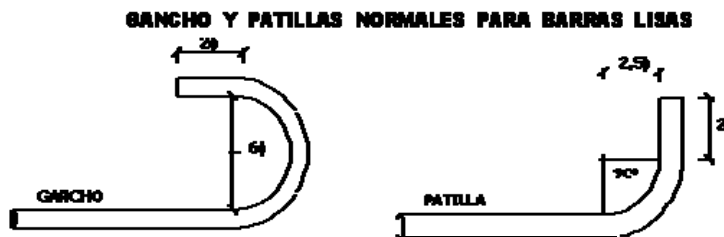


Figura 12.1.2.a

Figura 12.1.2.b

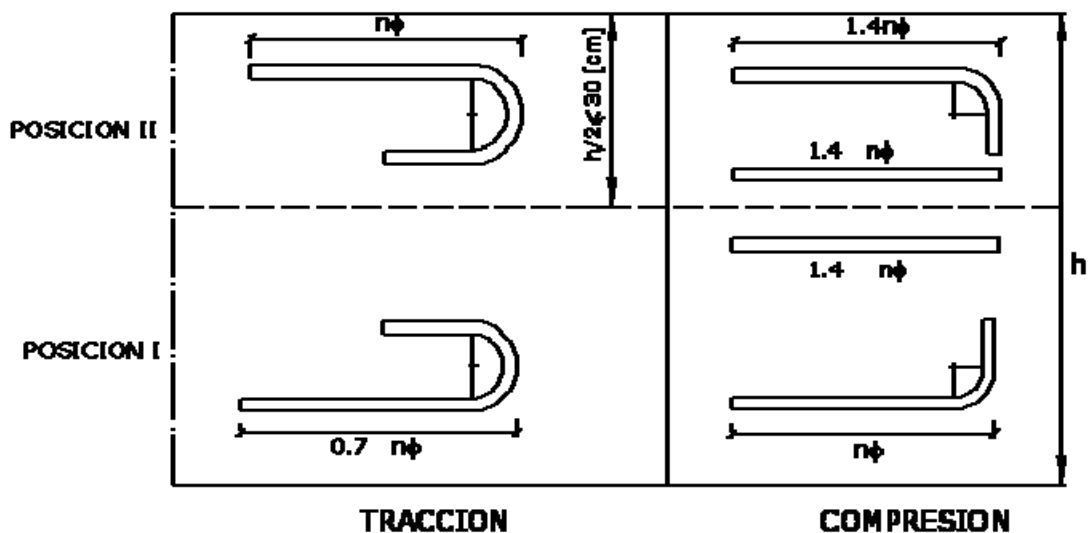


Figura 12.1.2.c



Los valores de “n”, se dan en la tabla 12.1.2.:

**Tabla 12.1.2 - Valores del coeficiente “n”**

Hormigón	n
H 12,5	47
H 15	45
H 17,5	40
H 20	37
H 25	33
H 30, o mayor	30

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

#### **Comentario**

*Como norma general, es aconsejable disponer los anclajes en zonas en las que el hormigón no esté sometido a tracciones importantes. Por esta causa, a veces, es obligado el empleo de anclajes a 45° o a 90°.*

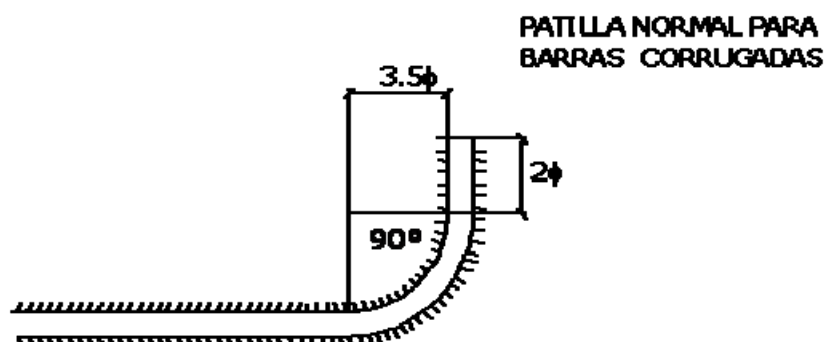
*Los diámetros mínimos impuestos a los ganchos y patillas, tienen por objeto limitar las tensiones de compresión localizadas, en el hormigón en contacto con la parte curva de la armadura. Debe tenerse en cuenta que, como consecuencia de la compresión localizada, pueden aparecer tracciones en el hormigón,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

### **12.1.3 Anclaje de barras corrugadas**

Se trata aquí de barras corrugadas, cuyas características de adherencia han sido homologadas y cumplen la condición establecida en el Capítulo 4.

Salvo justificación especial, las barras corrugadas se anclarán preferentemente por prolongación recta o por medio de dispositivos mecánicos; pudiendo también emplearse patilla, en las barras que trabajan a tracción.

La patilla normal, para barras corrugadas, está formada (véase figura 12.1.3), a por un cuarto de circunferencia de radio interior a 3,5  $\emptyset$ , con una prolongación recta igual a 2  $\emptyset$ .



**Figura 12.1.3.a**

La longitud práctica de anclaje, en prolongación recta  $l_b$ , puede calcularse, para las barras corrugadas, mediante las siguientes fórmulas:

para barras en posición I:

$$\ell_{bl} = m \varnothing^2 \geq \frac{f_{yk}}{20} \varnothing \geq 15 \text{ cm}$$

para barras en posición II:

$$\ell_{bII} = 1,4m\varnothing^2 \geq \frac{f_{yk}}{14} \varnothing \geq 15 \text{ cm}$$

donde:

$\varnothing$  = diámetro de la barra, en cm

m = coeficiente numérico, con los valores indicados en la tabla 12.1.3, en función del tipo de acero

$f_{yk}$  = límite elástico garantizado del acero en MPa

Deberán tenerse en cuenta las limitaciones de la figura 1 2.1.3.b.

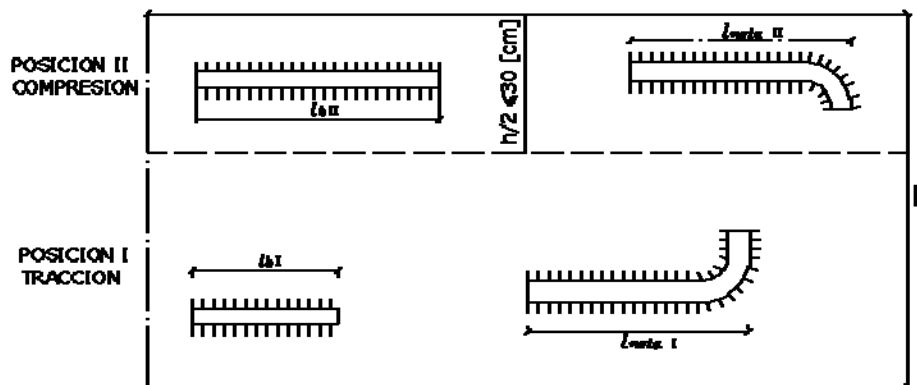


Figura 12.1.3.b

Tabla 12.1.3 - Valores del coeficiente "m"

Hormigón	m		
	AH 400	AH 500	AH 600
H 15	18		
H 17,5	16	21	
H 20	14	19	23
H 25	12	15	19
H 30	10	13	17
H 35	9	12	16
H 40	8	11	15
H 50	7	10	14

La terminación en patilla normalizada de cualquier anclaje de barras corrugadas, en tracción permite reducir a longitud neta de anclaje a:

$$\ell_{neta} = 0,7l_b \geq 10\varnothing \geq 15 \text{ cm}$$

Cuando se trate de barras corrugadas de diámetro superior a 32 mm, no deberán anclarse en zonas sometidas a tracción y sí en la zona de anclaje no existe compresión transversal,

habrá que disponer en ella una armadura transversal complementaria. En el caso de anclaje por prolongación recta, esta armadura complementaria debe ser, por lo menos, igual a la deducida de las siguientes expresiones (véase figura 12.1.3.c):

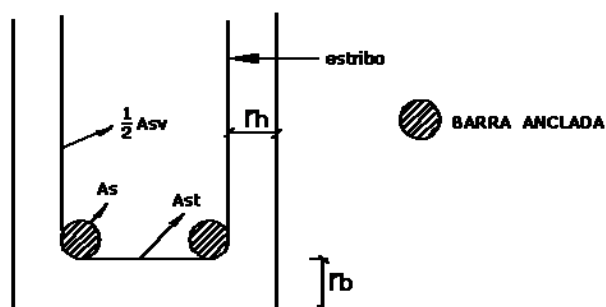


Figura 12.1.3.c

- paralelamente el paramento inferior de la pieza:  $A_{st} = n_1 \cdot 0,3 A_s$
- perpendicularmente a dicho paramento:  $A_{sv} = n_2 \cdot 0,3 A_s$

donde:

$A_s$  = área de la sección de una barra anclada

$n_1$  = número de capas con barras ancladas en una misma sección

$n_2$  = número de barras ancladas, de una misma capa

La armadura que así resulte se distribuirá uniformemente en la zona de anclaje, con separación entre barras no superior a cinco (5) veces el diámetro de la armadura longitudinal más delgada.

#### 12.1.4 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 dejen de ser necesarias en la misma sección, la longitud de anclaje de las barras será, como mínimo:

- $1,3 \ell_b$  para grupos de dos (2) barras
- $1,4 \ell_b$  para grupos de tres (3) barras
- $1,6 \ell_b$  para grupos de cuatro (4) barras

Siendo la longitud de anclaje correspondiente a una barra aislada.

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

- $1,2 \ell_b$  si va acompañada de una (1) barra en la sección en que deja de ser necesaria
- $1,3 \ell_b$  si va acompañada de dos (2) barras en la sección en que deja de ser necesaria
- $1,4 \ell_b$  si va acompañada de tres (3) barras en la sección en que deja de ser necesaria

teniendo en cuenta que, en ningún caso, los extremos finales de las barras pueden distar entre, si menos de la longitud  $\ell_b$  (véase figura 1 2.1.4).

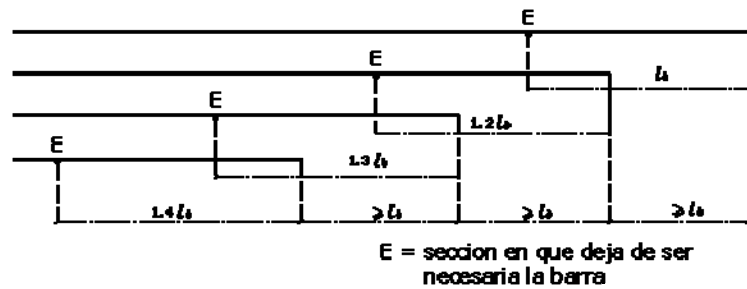


Figura 12.1.4

### 12.1.5 Anclaje de mallas electrosoldadas

a) Mallas corrugadas: la longitud de anclaje, se determinará de acuerdo con a fórmula:

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

donde:  $l_b$  es el valor indicado en las fórmulas dadas en 12.1.3.

Si en la zona de anclaje existe al menos una barra transversal soldada la longitud de anclaje se podrá reducir en el 30 %.

Para el caso de barras dobles, se aplicará lo dicho en 12.1.4.

b) Mallas lisas: la longitud anclaje se calculará con la misma fórmula que para mallas corrugadas, pero no contendrá, en ningún caso, menos de 4 ( $A_s/A_{s,real}$ ) barras transversales soldadas,

Para ambos tipos de mallas a longitud de anclaje no será inferior al mayor de los valores siguientes:

- 0,3  $l_b$
- 10
- 15 cm

### 12.1.6 Anclaje mediante dispositivo mecánico

Todo anclaje mediante dispositivo mecánico, deberá justificarse previamente.

Cuando la justificación fuera experimental, la fuerza de anclaje que hay que considerar en el cálculo deberá ser igual a:

- 50 % de la fuerza máxima alcanzada durante el ensayo (en caso de cargas permanentes predominantes).
- 70 % de a amplitud de variación de las cargas que provocaron la rotura (en caso le cargas variables predominantes).

Además, el deslizamiento observado durante el ensayo, no podrá superar (por término medio):

- 0,1 mm, bajo una fuerza igual al 70 % de la fuerza última.
- 0,5 mm, bajo una fuerza igual al 95 % de la fuerza última.

### 12.1.7 Anclaje de cercos y estribos

El anclaje de los estribos, horquillas y cercos se efectúa normalmente mediante ganchos, patillas, bucles o armaduras transversales soldadas.

El tipo de anclaje empleado no debe provocar un riesgo de hendimiento o desconchado del hormigón del recubrimiento.

Son indispensables los anclajes por gancho ( $135^\circ$  a  $180^\circ$ ), en el caso de las barras lisas; los anclajes por patilla ( $90^\circ$  a  $135^\circ$ ) solo se admiten para las barras corrugadas.

Se considera que hay anclaje total:

- a) Cuando las porciones curvas se prolongan a través de porciones rectilíneas de longitud por lo menos igual (véase figura 12.1.7.)
  - $5 \phi$  ó 50 mm. A continuación de un arco de círculo de  $135^\circ$  o más
  - $10 \phi$  ó 70 mm. A continuación de un arco de círculo de  $90^\circ$
- b) Si en la longitud de anclaje hay:
  - por lo menos dos (2) barras transversales soldadas.
  - o una (1) sola barra transversal soldada. de diámetro por lo menos igual a  $1,4 \phi$  del estribo.

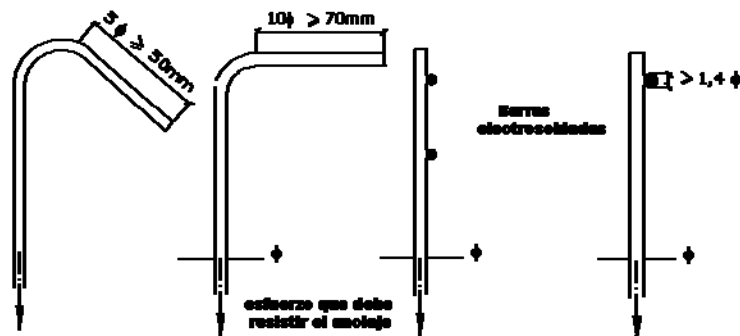


Figura 12.1.7

### 12.1.8 Anclaje de las armaduras inferiores sobre los apoyos

Cuando se trate de apoyos de borde, en los cuales el empotramiento sea nulo o débil, deberá continuarse hasta ellos:

- en vigas, al menos un tercio de la armadura necesaria para resistir el máximo momento positivo del vano.
- en las losas que no lleven armadura de cortante, al menos la mitad de la sección de la armadura máxima del vano.

Para la longitud de anclaje de estas barras prolongadas, salvo que se trate de armaduras situadas en la zona de compresión, o necesarias para absorber esfuerzos horizontales, se tendrá en cuenta lo siguiente (véase figura 12.1.8):

- en caso de apoyo directo, se contará a partir del plano vertical en que se inicia el contacto entre la viga y el apoyo: y se tomara igual a los  $2/3$  de la longitud reducida de anclaje (véase 12.1.1).
- en caso de apoyo indirecto, se contará a partir del plano vertical situado en el interior de la pieza portante, a una distancia, del plano de penetración de la viga en al apoyo, igual al tercio del ancho de la pieza y se tomará igual a la longitud reducida de anclaje

Para las barras destinadas a absorber los momentos negativos en los apoyos, y que deban anclarse en la zona de compresión de la viga de vano, la longitud reducida de anclaje se contará a partir de la sección en que dejan de ser necesarias y se tomará igual a la longitud reducida de anclaje (véase figura 12.1.8.c).

Para las barras que hayan de absorber esfuerzos horizontales, la longitud de anclaje será total y no la reducida.

Cuando se trate de vigas sobre apoyos intermedios, deberá prolongarse hasta ellos, al menos la cuarta parte de la armadura máxima del vano. La longitud de anclaje de las barras prolongadas será, por lo menos igual a  $10 \phi$  o, si es de anclaje recto, o al diámetro del correspondiente mandril, si es de anclaje en el gancho o patilla (véase figura 12.1.8 .b.).

No obstante lo anterior expuesto, en el caso de apoyos intermedios, resulta más práctico utilizar armaduras continuas, de más fácil ejecución y colocación, y que ofrecen además la posibilidad de equilibrar un momento positivo que pueda presentarse accidentalmente en el apoyo, por el asiento del mismo, explosión, etc.

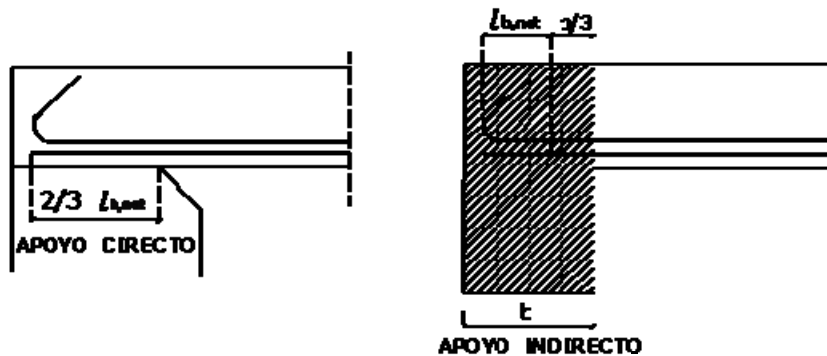


Figura 12.1.8.a

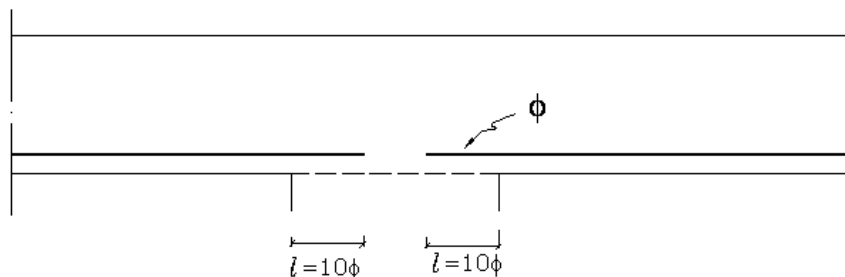


Figura 12.1.8.b

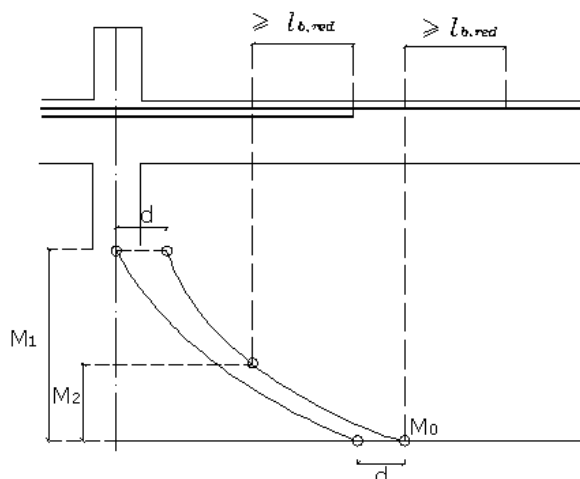


Figura 12.1.8.c

## 12.2 Empalmes

### 12.2.1 Generalidades

Sólo se dispondrán los empalmes indicados en 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 traslapo 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 dos barras empalmadas; y que el deslizamiento relativo de las armaduras empalmadas no rebase 0,1 mm.

Como norma general, los empalmes de las distintas barras en tracción, se distanciarán, unos de otro, de tal modo que sus centros queden separados, en la dirección de las armaduras, una longitud igual o mayor a  $l_b$  (véase figura 12.2.1.).

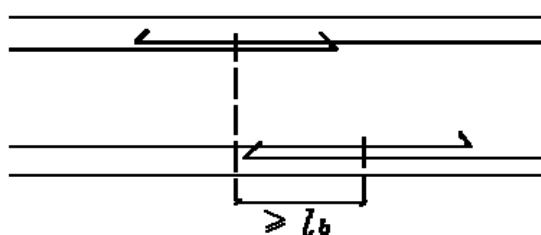


Figura 12.2.1

### 12.2.2 Empalmes por traslapo

Este tipo de empalmes, se realizará colocando las barras una al lado de la otra, dejando una separación entre ellas de  $4 \varnothing$ , como máximo. Para armaduras en tracción, esta separación no será menor que la prescrita en 12.5.2.

En caso de que el porcentaje de barras traslapadas en la misma sección, sea menor o igual al 50 % de las barras existentes en dicha sección, se dispondrá armadura transversal, con una sección total igual o mayor a 1/3 de la sección de la barra traslapada de mayor diámetro y separación igual o menor de 15 cm; mientras que en el caso de que dicho porcentaje sea mayor, la sección de la armadura transversal será los 2/3 de la sección de la barra traslapada de mayor diámetro.

Cuando se trate de barras corrugadas, no se dispondrán ni ganchos, ni patillas y la longitud de traslapeo no será inferior a " $\alpha l_b$ ", siendo " $l_b$ " la longitud definida en 12.1.3 y " $\alpha$ " un coeficiente dado en la tabla 12.2.2, función del porcentaje de armaduras traslapadas en una sección, respecto a la sección total del acero en esa misma sección y a la distancia transversal " $a$ " entre las dos (2) barras empalmadas más próximas.

**Tabla 12.2.2 - Valores de " $\alpha$ "**

Distancia transversal " $a$ " entre los dos (2) empalmes más próximos	Porcentaje de barras traslapadas trabajando a tracción, con relación a la selección total de acero					Barras traslapadas trabajando normalmente a compresión en cualquier porcentaje
	20 %	25 %	33 %	50 %	> 50 %	
$\leq 10 \emptyset$	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	1,0
$> 10 \emptyset$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,0

En el caso de barras corrugadas, pueden emplearse todas las de una misma sección, si los empalmes se disponen en una sola capa. En caso contrario sólo podrán empalmarse el 50 %.

Si se trata de barras lisas, de diámetro inferior a 16 mm, se pueden empalmar, en una misma sección, el 50 %, si las solicitaciones son estáticas y el 25 % si son solicitaciones dinámicas. Si el diámetro es igual o superior a 16 mm, solo podrán empalmarse el 25 % de las barras, en una misma sección, sea cual sea el tipo de solicitación.



**Figura 12.2.2**

#### **Comentario**

*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 este espesor, es el de dos (2) veces el diámetro de las barras.*

*Conviene respetar además, las distancias establecidas en 12.5.2 y 12.5.3.*

*Durante el hormigonado, deberá prestarse la mayor atención a las zonas de empalme de barras, para asegurar que dicho hormigonado se realiza de un modo adecuado.*

*La poca experiencia recogida y la falta de los necesarios estudios sobre las medidas que deben adoptarse para garantizar el correcto comportamiento de los empalmes por traslapeo para barras de diámetro mayor a 32 mm, aconseja utilizar, en estos casos, otros tipos de empalme especialmente realizados mediante dispositivos metálicos, tales como manguitos; de otro modo, solo se admitirán los empalmes por traslapeo si se justifica en cada caso, satisfactoriamente, mediante estudios especiales su correcto comportamiento.*



### 12.2.3 Empalmes por traslapo de grupos de barras

Para el empalme por traslapo 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  $1,2 \ell_b$  ó  $1,3 \ell_b$  según sean grupos de dos (2) o tres (3) barras (véase figura 12.2.3).

Se prohíbe el empalme por traslapo en los grupos de cuatro (4) barras.

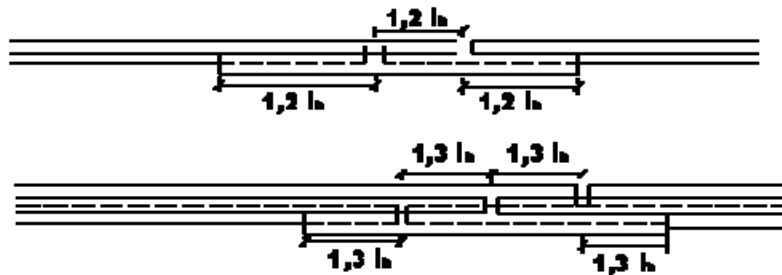


Figura 12.2.3

### 12.2.4 Empalmes por traslapo de mallas electrosoldadas

Traslapos longitudinales: se consideran dos (2) posiciones de traslapo según la disposición de las mallas: acopladas (véase 12.2.4.a) y superpuestas o en capas (véanse figuras 12.2.4.b y 12.2.4.c).

a) Traslapo de mallas acopladas: la longitud de traslapo será:

$$\ell_{b1} = \alpha \cdot \ell_b \frac{A_s}{A_{s,real}} \quad (1)$$

Siendo " $\ell_b$ " el valor dado en 12.1.3 y " $\alpha$ " el coeficiente indicado en la tabla 12.2.2, para barras corrugadas y, para lisa  $\ell_b$  el valor dado en los comentarios de 12.1.2 y  $\alpha$  según tabla 12.2.2.

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

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

- $0,3 \ell_{b1}$
- $10 \varnothing$
- 15 cm

b) Traslapo de mallas superpuestas: la longitud de traslapo, será de 1,7; pero en el caso de mallas lisas, no contendrá menos de 5 ( $A_s/A_{s,real}$ ) barras transversales. En todos los casos, la longitud mínima del traslapo no será inferior al mayor de los siguientes valores:

- $0,3 \ell_{b1}$
- $10 \varnothing$
- 20 cm

Se procurará situar los traslapos en zonas donde las tensiones de la armadura no superen el 80 % de las máximas posibles. La proporción de barras que pueden ser traslapadas será del 100 %, si se dispone una capa de mallas y del 60 % si se disponen varias capas. En este caso, la distancia mínima entre traslapos, deberá ser de  $1,5 \ell_{b1}$ . Con barras dobles de  $\varnothing > 8,5$  mm, sólo se permite traslapar, como máximo el 60 % de la armadura.

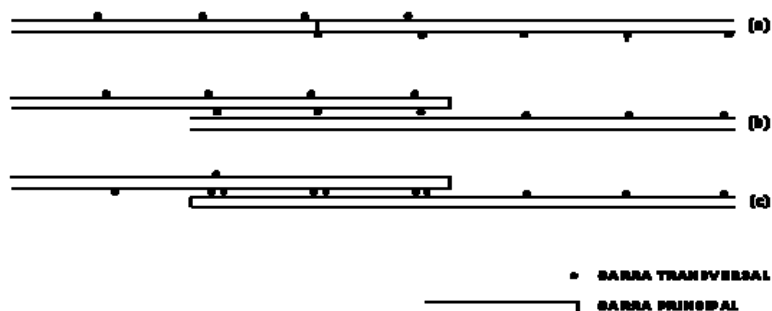


Figura 12.2.4

Traslapos transversales: para mallas acopladas, se aplicará la fórmula (1).

Para mallas superpuestas, se dispondrán las longitudes de traslapo indicadas en la tabla siguiente:

**Tabla 12.2.4 - Longitudes de traslapo transversal, para mallas electrosoldadas, superpuestas**

$\varnothing$ , en mm	Longitud de traslapo
$\varnothing \leq 6$	$\geq 150$ mm; al menos una (1)t rama
$6 < \varnothing \leq 8,5$	$\geq 250$ mm; al menos dos (2) tramas
$8,5 < \varnothing \leq 12$	$\geq 400$ mm; al menos dos (2) tramas

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

### 12.2.5 Empalmes por soldadura

Siempre que la soldadura se realice con arreglo a las normas de buena práctica 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, achafianando los extremos de las barras.
- a traslapo, 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 de esa sección.

#### **Comentario**

*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 NB 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 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 traslape, por soldadura eléctrica, deberá asegurarse la penetración del cordón a lo largo de la zona en la que las dos (2) 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 el caso de que no sea posible soldar más que por un lado (lo que no 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, no exceda el 10 % del diámetro nominal de la barra empalmada.*

## **12.3 Adherencia**

### **12.3.1 Condiciones de adherencia**

Para garantizar la adherencia suficiente entre la armadura y el hormigón circundante, la tensión tangencial de adherencia producida por el esfuerzo cortante de cálculo, 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:

$\tau_{bd}$  = resistencia de cálculo para adherencia, definida en 12.3.2 (para zapatas, véase 8.8.2.2.8)

Esta condición debe comprobarse en todos los elementos sometidos a punzonamiento (placas y cimentaciones) y en los demás elementos que lleven barras de diámetro superior a 25 mm.

#### **Comentario**

*La adherencia permite la transmisión de esfuerzos tangenciales entre el hormigón y la armadura, a lo largo de toda la longitud de esta y también asegura el anclaje de sus extremos.*

*Cuando las armaduras, en sus longitudes cortas, se someten a grandes variaciones en su fuerza de tracción, será preciso asegurarse de que dichas variaciones no presentan el riesgo de provocar una rotura local de la adherencia.*

*La limitación introducida en las prescripciones tiende precisamente a evitar la rotura local de la adherencia originada por dicha causa.*

*Se evitale agotamiento longitudinal del hormigón y se reduce la figuración oblicua, disponiendo suficiente recubrimiento de hormigón y una conveniente armadura transversal constituida por 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; aún cuando es suficiente comprobarla sólo en los casos que se indican.

### 12.3.2 Resistencia de cálculo para adherencia

La resistencia de cálculo para adherencia según el tipo de barras, a efectos de la comprobación indicada en 12.3.1, tiene el valor

- barras lisas;

$$\tau_{bd} = \frac{0,38}{\gamma_c} \sqrt{f_{ck}} \text{ (MPa)}$$

- barras corrugadas:

$$\tau_{bd} = \frac{\tau_{bu}}{1,6} \sqrt[3]{\left(\frac{f_{ck}}{22,5}\right)^2} \text{ (MPa)}$$

Los valores de  $\tau_{bu}$  son los límites mínimos indicados en 4.3.

**Tabla 12.3.2 - Valores de cálculo de la tensión de adherencia  $f_{bd}$**

Posición de las barras		Barras lisas	Barras corrugadas
Anclaje en posición I	$f_{bd}$ y $f_{ck}$ en MPa	$0,24\sqrt{f_{ck}}$	$0,32\sqrt[3]{f_{ck}^2}$
	$f_{bd}$ y $f_{ck}$ en kg/cm <sup>2</sup>	$0,77\sqrt{f_{ck}}$	$0,69\sqrt[3]{f_{ck}^2}$
Anclaje en posición II	$f_{bd}$ y $f_{ck}$ en MPa	$0,17\sqrt{f_{ck}}$	$0,22\sqrt[3]{f_{ck}^2}$
	$f_{bd}$ y $f_{ck}$ en kg/cm <sup>2</sup>	$0,54\sqrt{f_{ck}}$	$0,48\sqrt[3]{f_{ck}^2}$

#### Comentario

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 dicha resistencia de cálculo.

## 12.4 Preparación de las armaduras

### 12.4.1 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 armaduras de acero AH 215 L (véase 4.2) 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 4.2 y 4.3 para el ensayo de doblado-desdoblado.
- no ser inferiores a 10 veces el diámetro de la barra.
- no ser inferiores al valor deducido de la siguiente expresión:

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

donde:

$\varnothing$  = diámetro nominal de la barra (véase su definición en 4.1)

$f_{yk}$  = resistencia característica del acero (véase su definición en 5.2.1)

$f_{ck}$  = resistencia característica del hormigón (véase su definición en 5.1.1) expresada en las mismas unidades que  $f_{yk}$

En el caso en que el recubrimiento lateral de la barra doblada, sea superior a dos (2) veces el diámetro de la barra, podrá reducirse la tercera limitación aplicando un factor igual a 0,6 el 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 4.2 y 4.3 para el ensayo de doblado simple, ni a 3 cm.

En el caso de 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 4.2 y 4.3; en cuyo caso no deberá efectuarse el doblado de la barra a una distancia inferior a cuatro (4) diámetros, contada 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.

#### **Comentario**

*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 12.4.1, para el diámetro interior de doblado de las barras, proporciona valores comparables a los indicados en otras normas 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, 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 de la prescripción, tiene por objeto evitar daños locales en el hormigón. Para su establecimiento se ha partido de la especificación 12.5.3, relativa 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 produzcan un principio de fisuración, visible o no, con el siguiente 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.*

## 12.5 Colocación de las armaduras

### 12.5.1 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 doblan simultáneamente muchas barras resulta aconsejable aumentar el diámetro de los estribos o disminuir su separación.

Las barras corrugadas del diámetro  $\varnothing > 32$  mm. Sólo podrán utilizarse en piezas cuyo espesor sea por lo menos igual a 50 cm.

Los cercos o estribos se sujetarán a las barras principales mediante simple atado u otro procedimiento idóneo prohibiéndose expresamente la fijación mediante puntos de soldadura.

Cuando exista 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 (2) 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 dadas en 12.1; “anclajes” y 12.2 “empalmes”.

#### **Comentario**

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

*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 NB UNE 36088.*

### 12.5.2 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 ejecutadas 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 previos, justificación especial.

- a) La distancia horizontal libre o espaciamiento entre dos (2) barras aisladas consecutivas salvo lo indicado en e), será igual o superior al mayor de los tres (3) valores siguientes.
- 2 cm
  - el diámetro de la mayor
  - el valor correlativo al que se toma en a) de 2.2.2.
- b) La distancia vertical libre o espaciamiento entre dos (2) barras aisladas consecutivas cumplirá las dos (2) primeras condiciones del párrafo anterior.
- c) Como norma general, se podrán colocar en contacto dos (2) o tres (3) 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 (4) 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 sustituye cualquier paquete de barras del mismo diámetro por una barra ficticia, con el mismo centro de gravedad que el paquete y de un diámetro "equivalente"  $\varnothing_n$ , dado por la expresión.

Si el paquete está formado por barras de diámetros distintos,  $\varnothing_n$  será el diámetro de la barra ficticia que tenga igual área y el mismo centro de gravedad que el paquete.

Las magnitudes indicadas 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 mm. Salvo en piezas comprimidas que se hormigones en posición vertical, en las que podrá elevarse a 70 mm la limitación anterior. En las zonas de traslape el número máximo de barras en contacto en la zona del empalme, será de cuatro (4).

#### **Comentario**

*Las intersecciones 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 apariencia.*

*Para facilitar la puesta en obra del hormigón, resulta ventajoso a veces, adoptar las predisposiciones previstas en los puntos c) y e). Tales disposiciones, son aconsejables tan solo, 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 de que dispongan varias capas de barras como armadura, se recomienda aumentar, prudencialmente, las separaciones mínimas indicadas en las prescripciones.*

### **12.5.3 Distancia a los paramentos**

- a) Cuando se trate de armaduras principales, el recubrimiento o distancia libre entre cualquier punto de la superficie lateral de una barra y el paramento más próximo de la pieza, será igual o superior al diámetro de dicha barra o a los seis quintos (6/5) del tamaño máximo del árido (véase 2.2.2). En el caso de grupos de barras, para la determinación de esta distancia, se partirá del diámetro equivalente  $\varnothing_n$  (véase 12.5.2).
- b) Para cualquier clase de armaduras (incluso estribos), la distancia mencionada en el párrafo anterior, no será inferior a los valores que en función de las condiciones ambientales, se indican en la siguiente tabla.

Tabla 12.5.3 - Recubrimientos mínimos, en mm

Valores básicos			Correcciones para			
Condiciones ambientales			Armaduras sensibles a la corrosión	Losas o laminas	Hormigón	
No severas	Moderadamente severas	Severas			H 12,5 H 15 H 17,5 H 20	H 40 H 45 H 50 H 55
15	25	35	± 10	- 5	+ 5	- 5

Las correcciones indicadas en la tabla, pueden acumularse; pero en ningún caso, el recubrimiento resultante podrá ser inferior a 25 mm.

- c) En las estructuras prefabricadas bajo riguroso control y siempre que la resistencia característica del hormigón sea superior a 25 MPa, podrá omitirse la limitación del párrafo a), relativa al tamaño máximo del árido y reducirse en 5 mm los valores del párrafo b).
- d) En las estructuras expuestas a ambientes químicamente agresivos, o a peligro de incendio, el recubrimiento de la armadura vendrá fijado por el proyectista.
- e) La distancia libre entre las armaduras exteriores y las paredes del encofrado, no será mayor de 4 cm; 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 presente un riesgo despreciable frente a incendios.
- f) La distancia libre de los parámetros a las barras dobladas, no será inferior a dos (2) diámetros, medida en dirección perpendicular al plano de la curva.
- g) Los elementos de cimentación que vayan a estar sometidos a la acción de aguas subterráneas, deberá protegerse superficialmente con una impermeabilización adecuada, para evitar la corrosión de las armaduras.

En cualquier caso, con el fin de garantizar la adecuada protección de las armaduras y un correcto hormigonado, se debe disponer, por debajo de cada elemento de cimentación, una capa de hormigón pobre.

Tampoco se admitirá utilizar el terreno como encofrado lateral del elemento de cimentación, sino que habrá que dejar, en la excavación, el espacio suficiente para poder colocar el encofrado, de modo que, al retirarlo, sea posible comprobar la calidad del hormigonado.

#### Comentario

*Las definiciones relativas a los distintos tipos de condiciones ambientales y de armaduras en función de su sensibilidad a la corrosión, se dan en 8.4.1.*

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

*Debe tenerse en cuenta que la mayor 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 este 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, para garantizar un buen control de la figuración.*

*El área de la sección de esta armadura de piel, en función de la sección (véase figura 12.5.3), debe ser, por lo menos igual a:*

- 0,01 en dirección perpendicular a las barras de la armadura longitudinal.
- 0,02 en dirección paralela a dichas barras.

*Esta armadura de piel, puede considerarse formando parte de la longitudinal o transversal de la pieza, necesaria según el cálculo, si se cumplen las disposiciones y los requisitos de anclaje exigidos a dichas armaduras.*

*La armadura de piel, se extenderá por los parámetros laterales, hasta alcanzar la mitad del canto o 60 cm.*



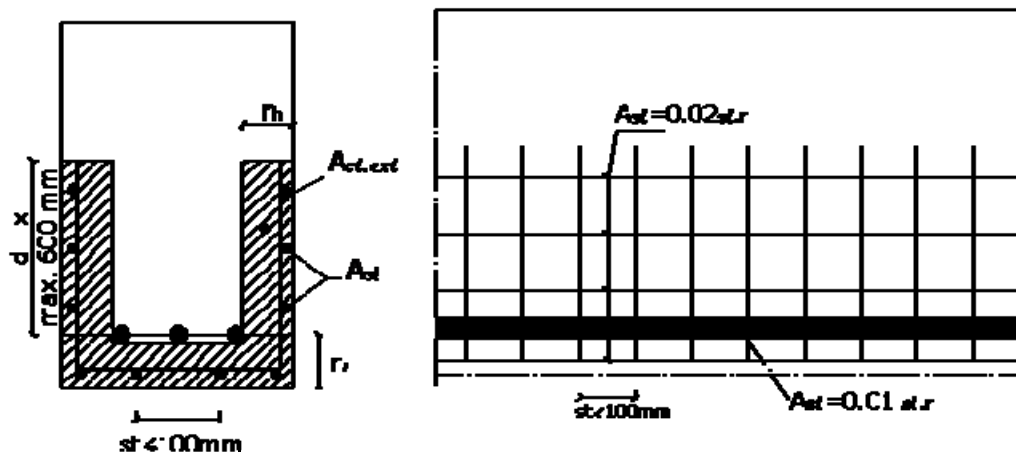


Figura 12.5.3

## 13 TOLERANCIAS

### 13.1 Generalidades

De acuerdo con lo indicado en 1.4.4, en el Pliego de Especificaciones Técnicas de cada obra, el Autor del Proyecto podrá señalar las tolerancias que deberán respetarse durante la ejecución de la misma. No obstante, esta exigencia deberá ser compatible con el nivel de control que se haya adoptado para la obra.

Debe tenerse en cuenta que los valores de los coeficientes parciales de seguridad  $\gamma_f$  y  $\gamma_m$ , a los que se hace referencia en 7.3, permiten la ejecución de la obra con las tolerancias correspondientes a una cierta desviación posible  $\Delta l$  de una dimensión, respecto a su valor nominal  $l$ .

En general, las tolerancias especificadas en el Pliego de Especificaciones Técnicas deberán coincidir con las citadas desviaciones posibles  $\Delta l$ . Por otra parte, habrá que comprobar mediante el oportuno control de obra, que los valores de  $\Delta l$  no se sobrepasan en el sentido más desfavorable, en más del 5 % de los casos.

Cuando las tolerancias admisibles  $\Delta l_{adm}$ , especificadas en el proyecto correspondan a desviaciones superiores a las que conceptualmente quedan cubiertas por los coeficientes de mayoración y minoración prescritos en 7.3, es decir cuando  $\Delta l_{adm} > \Delta l$ , las diferencias  $\Delta l_{adm} - \Delta l$ , deberán tenerse en cuenta en los cálculos de manera adecuada, restándolas o sumándolas, de las dimensiones nominales, según el caso.

#### Comentario

Normalmente las tolerancias que se consideran son:

- dimensionales.
- en la posición de las armaduras.
- de verticalidad o perpendicularidad.
- de alineamiento (de rectitud o planeidad).

En los casos más comunes, las tolerancias que hay que establecer se refieren a las dimensiones principales de las secciones y a su canto útil. Sin embargo, hay casos en que resulta necesario fijarlas también para los defectos de rectitud o planeidad; de verticalidad o perpendicularidad, de las longitudes de apoyo de vigas o losas; de las flechas, etc.

En general, se supone que las tolerancias especificadas corresponden a una ejecución de calidad media.

## 13.2 Tolerancias dimensionales

Como queda indicado, éstas son las tolerancias que quedan cubiertas por los coeficientes parciales de seguridad  $\gamma_f$  y  $\gamma_m$ . Las desviaciones que cubren dichos coeficientes son:

a) Para las dimensiones de las secciones (canto total de una viga o losa, ancho de una viga o espesor del alma, dimensiones de una sección de un pilar):

$$l < 400 \text{ mm: } \Delta l = 0,05 l$$

$$l \geq 400 \text{ mm: } \Delta l = 20 \text{ mm}$$

b) Para cantos útiles:

$$l \leq 200 \text{ mm: } \Delta l = 0,075 l$$

$$200 \text{ mm} < l \leq 400 \text{ mm: } \Delta l = 0,05 l + 5 \text{ mm}$$

$$l \geq 400 \text{ mm: } \Delta l = 25 \text{ mm}$$

### Comentario

*Con independencia de los valores especificados en las prescripciones y que deberán siempre tenerse en cuenta, en ocasiones, resulta conveniente establecer otras tolerancias. Para ello, pueden seguirse diversos criterios. A título meramente indicativo, se cita a continuación uno de los criterios generalmente utilizados y cuyos resultados se consideran razonables.*

*Para cualquier dimensión "l" expresada en cm, de un elemento, medida entre caras opuestas o entre aristas o intersecciones de aristas, la tolerancia será:*

- en el caso de elementos ordinarios:  $0,25 \sqrt[3]{l}$ .
- en el caso de elementos que requieran una precisión excepcional como por ejemplo, los prefabricados en factoría y ensamblados en obra  $0,17 \sqrt[3]{l}$ .

*En el caso de vigas, la dimensión "l" puede ser su longitud, su ancho o espesor de alma o su canto total.*

*Si se trata de una losa o panel "l", se incluye además de las dimensiones indicadas para vigas, la longitud de las diagonales.*

*Normalmente para una sección, la condición más crítica corresponde al caso en el que sus dimensiones tienen una desviación en menos, respecto a las prescritas. En este caso dicha desviación debe respetarse de las dimensiones nominales.*

## 13.3 Tolerancias en la posición de las armaduras

### 13.3.1 Recubrimientos

La tolerancia en el espesor del recubrimiento de las armaduras, respecto a los paramentos hormigonados sobre fondos horizontales o inclinados de los encofrados, se fija en la décima parte del recubrimiento especificado.

Con respecto a los paramentos superiores no encofrados del elemento, esta tolerancia puede elevarse a la cuarta parte del recubrimiento prescrito.

Para los paramentos laterales dicha tolerancia puede llegar al quinto del recubrimiento.

En todos los casos, la tolerancia por defecto no excederá de los 0,5 cm no se fija un valor máximo absoluto para la tolerancia por exceso, pero puede admitirse un límite de 2,0 cm.

### 13.3.2 Posición de las armaduras principales

En la dirección del canto del elemento, la tolerancia en la posición de las barras principales, respecto a la indicada en los planos, se fija en la décima parte del espesor del recubrimiento

de hormigón, en el sentido más desfavorable para la resistencia de la pieza, con un máximo de 0,5 cm. tanto para vigas como para placas, láminas y demás elementos superficiales.

En dirección perpendicular a la anteriormente indicada, la tolerancia en el caso de barras suficientemente espaciadas, se fija en la mitad de la distancia a la barra adyacente, con un límite máximo de 1 cm.

### 13.3.3 Posición de las armaduras transversales

Para las armaduras transversales (cercos o estribos), la tolerancia en relación con su posición en la dirección longitudinal del elemento respecto a lo indicado en los planos, se fija en la décima parte de la distancia especificada entre dos (2) armaduras transversales consecutivas, con un máximo de 2 cm.

## 13.4 Otras tolerancias

Además de las tolerancias especificadas en 13.2 y 13.3 suele ser necesario en general, especificar tolerancias para la verticalidad o perpendicularidad de los distintos elementos de la estructura y para el alineamiento (rectitud o planeidad) de las aristas o generatrices de los encofrados o de los elementos terminados. En las limitaciones para estos tipos de tolerancias, además de los criterios estructurales, intervienen entre otros, una serie de factores estéticos y/o funcionales, distintos según la obra de que se trate y del uso a que se destine, que en algunos casos pueden resultar más exigentes y que impiden dar unas normas generales para su fijación.

En consecuencia y a título meramente orientativo, en los comentarios se señalan las limitaciones que para estas tolerancias, en los casos generales y de acuerdo con la experiencia, resultan aconsejables.

#### Comentario

a) *Tolerancias de verticalidad o perpendicularidad: la tolerancia de verticalidad o perpendicularidad, para un elemento de altura o longitud "h", expresada en cm viene dada por la expresión:  $\alpha\sqrt[3]{h}$  en la cual "α" toma el valor indicado en la tabla siguiente, según el caso de que se trate.*

*Se considera elemento portante aquel que está sometido esencialmente a cargas verticales. Si un elemento de este tipo tiene paramentos verticales en dos (2) de sus caras e inclinados en las otras dos (2), se admitirán los valores indicados en la primera línea de la tabla, en dirección normal a los paramentos verticales y los de la segunda, en dirección perpendicular a la anterior.*

*Se considera elemento no portante, aquel cuyas solicitaciones predominantes no son cargas verticales, sin que ello quiera decir que necesariamente, no hayan de actuar sobre él algunas cargas de esta naturaleza. Como ejemplo, se pueden citar los muros de contención.*

**Tabla 13.4 - Tolerancia d verticalidad o perpendicularidad**

Tipo de elemento		Estructuras ordinarias	Estructuras que requieran una precisión excepcional
Elementos portantes	Parámetros verticales	$\alpha = 0,33$	$\alpha = 0,20$
	Parámetros no verticales	$\alpha = 0,40$	$\alpha = 0,25$
Elementos no portantes		$\alpha = 0,50$	$\alpha = 0,33$

b) *Tolerancias de alineamiento*

*La tolerancia de alineamiento (rectitud o planeidad) de las aristas o generatrices de los encofrados o elementos terminados, se refiere a la desviación máxima admisible en cualquier segmento de longitud "ℓ" de dichas aristas o generatrices.*

*Para esta tolerancia, podrán adoptarse los valores siguientes:*

- en el caso de estructuras ordinarias:  $\ell / 300$ .
- en el caso de estructuras que requieran un grado excepcional de precisión:  $\ell / 500$

### 13.5 Simultaneidad de diversas tolerancias

En los casos en que deban tenerse en cuenta diversas tolerancias, no se adicionarán ellas, sino que se respetará únicamente la que resulte más exigente.

## 14 PREVENCIÓN Y PROTECCIÓN CONTRA INFLUENCIAS NOCIVAS

### 14.1 Generalidades

Cuando el hormigón haya de estar sometido a acciones físicas o químicas, que por su naturaleza puedan perjudicar a alguna de las cualidades de dicho material, se adoptarán tanto en el proyecto como durante la ejecución de la obra, las medidas oportunas para evitar o reducir al mínimo, posibles perjuicios. A tal objeto deberán tenerse en cuenta las prescripciones de carácter general que a continuación se indican, así como las particulares incluidas en 14.2 y 14.3.

En relación con el hormigón, se tendrá en cuenta no sólo su durabilidad frente a las acciones físicas y al ataque químico, sino también la posibilidad de que produzcan una corrosión que afecte a las armaduras, debiéndose por tanto, prestar especial atención a los recubrimientos, tanto de las armaduras principales como de las transversales (cercos o estribos).

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

#### **Comentario**

*Independientemente de los casos de hormigonado en tiempo frío indicados en 11.5, 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 de su mejor o peor comportamiento.*

*En previsión de los perjuicios que puedan ocasionar las heladas, conviene emplear aditivos que produzcan oclusión de aire en el hormigón preferentemente los de función mixta aireante-plastificante. Sin embargo, hay que tener en cuenta que para su utilización, que puede resultar peligrosa si la obra es de ejecución poco cuidada, se exige la realización de ensayos previos (véase 2.4), empleando el mismo cemento elegido para la obra.*

*Las aguas puras, como las de lluvia, nieve o algunos manantiales de montaña, disuelven la cal libre del hormigón, debido fundamentalmente a su alto contenido en anhídrido carbónico.*

*Lo expuesto en la prescripción, es de aplicación en aquellos casos en que el hormigón se encuentra en contacto con un medio químicamente agresivo.*

### 14.2 Durabilidad del hormigón

Por lo que respecta a la durabilidad del hormigón, deberán elegirse cuidadosamente en el proyecto, el tipo, clase y categoría del cemento que haya de ser utilizado, según las características particulares de la obra o parte de la misma de que trate y la naturaleza de las acciones o ataques que sean de prever en cada caso. Si en una misma obra, se usan distintos tipos de cemento, se tendrá en cuenta lo indicado en los últimos párrafos de 11.2 y 11.4.

En cuanto a los áridos, deberá comprobarse que cumplen las limitaciones indicadas en 2.2 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, podrán adoptarse medidas especiales para la protección del hormigón ya endurecido, mediante revestimientos o tratamientos superficiales adecuados, en función de la naturaleza e intensidad de las acciones nocivas actuantes.

**Comentario**

*Para la protección frente a los agentes químicos agresivos, las medidas preventivas suelen ser las más eficaces y las 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, dosificación 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 utilizarse, es otro extremo con repercusión directa en la durabilidad del hormigón.*

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

- a) *Gases que posean olor amoniacal o que por su carácter ácido, enrojeczan el papel azul de tornasol humedecido con agua destilada.*
- b) *Líquidos que desprendan burbujas gaseosas, posean olor nauseabundo, dejen residuos cristalinos o terrosos al evaporarlos, o que por su carácter ácido enrojeczan el papel azul de tornasol; aguas muy puras o de alta montaña y aceites vegetales.*
- c) *Tierras o suelos con humus o sales cristalizadas, sólidos secos o húmedos cuyas dispersiones acuosas enrojeczan el papel azul de tornasol.*

**14.3 Corrosión de las armaduras**

Es necesario tener en cuenta, desde la fase de proyecto, el grado de agresividad que presenta para las armaduras, el medio ambiente donde vaya a estar ubicada 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.

Al elaborar el proyecto de la estructura, se deben tener en cuenta todas las consideraciones que se hacen en 12.5.3, respecto a las distancias de las armaduras a los paramentos y en 8.4, en relación con el riesgo de corrosión por fisuración en fase de servicio.

Con respecto a los materiales utilizados, se prohíbe poner en contacto las armaduras con otros metales de muy diferente potencial galvánico. Se recuerda la prohibición de usar materiales que contengan iones despasivantes, tales como cloruros, sulfuros y sulfatos, en proporciones superiores a las señaladas en 2.2, 2.3 y 2.4.

**Comentario**

*El hormigón en general y el cemento Pórtland en particular, son medios alcalinos protectores 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 ahí la gran importancia que tiene la compacidad y los recubrimientos en la protección de las armaduras del hormigón.*

*También puede provocar corrosión, la existencia de corrientes eléctricas vagabundas en las armaduras.*

*A efectos de protección de las armaduras contra posibles peligros de corrosión de uno u otro tipo, deben tenerse en cuenta los hechos siguientes:*

- 1) *La corrosión, como fenómeno cuya ocurrencia es aleatoria, está regida por las leyes de probabilidad y en consecuencia, implica un riesgo.*
- 2) *Una eficaz garantía contra este riesgo, consiste en la observancia de las indicaciones y recomendaciones anteriormente hechas.*
- 3) *La corrosión de las armaduras, como la de cualquier estructura metálica, puede combatirse más fácil y económicamente si se prevé por anticipado. En cambio una vez comenzada, sus efectos son imposibles o muy difíciles de evitar y siempre a un costo elevado.*
- 4) *Cuando se presuman riesgos de corrosión, es aconsejable documentarse debidamente, recurriendo a publicaciones especializadas o al dictamen de especialistas idóneos.*

## SECCION CINCO: CONTROL

## 15 CONTROL DEL PROYECTO

## 15.1 Generalidades

Toda estructura de hormigón armado, ya sea construcción nueva, reconstrucción, readaptación, modificación o ampliación, que se ejecute en el país, de propiedad pública o privada, deberá estar necesariamente y anteladamente respaldada por un proyecto que hubiese merecido el SELLO DE CONFORMIDAD (véase 15.5), previo a la ejecución de la obra y que considere -según su magnitud e importancia- las diversas partes que se menciona en 1.4.1, sin perjuicio de cumplir por separado las regulaciones de carácter nacional, departamental y/o municipal, respecto a permisos aprobaciones y pago de derechos, impuestos y otros.

**Comentario**

Con el propósito de establecer la magnitud y significación de los Documentos del Proyecto (véase 1.4.1), las obras de hormigón armado se clasifican como se indica en la tabla siguiente:

**Tabla 15.1 - Clasificación de las obras de hormigón armado**

Grupo	Descripción	Documentos de Proyecto de hormigón armado
1	<p>Construcciones de albañilería en las que los elementos de hormigón armado son partes aisladas, independientes y no contribuyen o afectan a la estabilidad del conjunto, tales como:</p> <p>a) Losas (macizas o aligeradas) de hasta 3,0 m de luz, apoyadas en todo su perímetro, sobrecarga máxima de 2 kN/m<sup>2</sup>.</p> <p>b) Losas (macizas o aligeradas) en voladizo, balcones, con luz de hasta 0,60 m, carga viva máxima repartida de 2 kN/m<sup>2</sup> y/o carga en borde de 1 kN/m.</p> <p>c) Vigas o dinteles de hasta 3,0 m de luz.</p> <p>d) Vigas en voladizo, luz máxima de 1,0 m carga máxima de 1 kN.</p> <p>e) Pilares de sección mínima de 0,20 m por 0,20 m carga máxima 10 kN, altura máxima 3,0 m.</p>	<p>Ninguno (la responsabilidad civil es de exclusiva competencia del que construye o mande construir)</p>
2	<p>Construcciones en las que los elementos e hormigón armado son partes aisladas independientes y contribuyen parcialmente a la estabilidad de la obra, o cuando las luces o cargas sobrepasen hasta un máximo del doble de las mencionadas en el grupo anterior.</p> <p>Muros de contención de hasta 2,0m de altura, rampas, escaleras de un solo tramo de hasta 6,0m de longitud.</p>	<p>1. Nota de cálculo.</p> <p>2. Planos de detalle de todos y cada uno de los elementos estructurales de este grupo.</p>
3	<p>Estructuras de sustentación tales como:</p> <p>a) Estructuras de hasta cuatro (4) niveles de utilización.</p> <p>b) Estructuras de altura máxima 12,0 m sometidas a solicitaciones horizontales inferiores al 3 % de la carga vertical.</p> <p>c) Estructuras de Edificios de vivienda, o de uso comercial, de una planta de superficie máxima de 200 m<sup>2</sup>.</p> <p>d) Muros de contención de hasta 4,0 m de altura.</p> <p>e) Puentes de hasta 6,0 m de luz.</p> <p>f) Bóvedas, cáscaras, estructuras laminares con superficie cubierta de hasta 100 m<sup>2</sup>, o luz libre máxima de 10,0 m.</p>	<p>1. Memoria descriptiva.</p> <p>2. Nota de cálculo.</p> <p>3. Planos de conjunto y de detalle.</p> <p>4. Pliego de Especificaciones Técnicas.</p> <p>5. Cómputos métricos.</p>
4	<p>Todas las demás obras de hormigón armado, cuyas características superen a las mencionadas en los grupos precedentes, o estén solicitadas por cargas importantes y principalmente cuando estén solicitadas por cargas importantes y Principalmente cuando estén destinadas a uso público, se encuentren sometidas a acciones sísmicas, de viento, empuje de suelos, o condiciones ambientales severas.</p>	<p>1. Memoria descriptiva.</p> <p>2. Nota de cálculo.</p> <p>3. Planos de conjunto y de detalle.</p> <p>4. Pliego de Especificaciones Técnicas Generales y Particulares.</p> <p>5. Pliego de Especificaciones Administrativas</p> <p>6. Cómputos métricos.</p> <p>7. Presupuesto inicial y en lo posible, análisis de precios unitarios.</p>

## 15.2 Autoridad

Compete al Ministerio de Urbanismo y Vivienda, por conducto de la Dirección Nacional de la Construcción, en todo el territorio de la nación, la tuición de la presente norma, correspondiendo a la COMISION PERMANENTE DEL HORMIGON ARMADO, la función de asesoramiento y actualización periódica de este documento.

Las prescripciones que contiene la presente norma son de obligatoria aplicación para todas las obras de hormigón armado que se proyecten y/o construyan en el país, con abstracción de las fuentes de financiamiento así fuese a título de donación.

La elaboración de un proyecto de hormigón armado, involucra la responsabilidad profesional y civil correspondiente y, por lo tanto, sólo puede estar a cargo de personas idóneas y debidamente calificadas para el ejercicio profesional, respaldadas legalmente por el respectivo Registro Profesional en el Consejo Nacional de Ingeniería (C.N.I.). La verificación de las condiciones profesionales del Autor del Proyecto y de la concordancia de éste con las prescripciones de la presente norma, corresponde a la Sociedad de Ingenieros de Bolivia, como entidad de derecho público.

### **Comentario**

*LA NORMA BOLIVIANA DEL HORMIGON ARMADO es obligatoria e ineludible aplicación en el país. La tuición, ejecución y cumplimiento del mismo, competen al Ministerio de Urbanismo y vivienda en el orden administrativo y en el orden profesional y técnico, éste encomienda su control y vigilancia a la Sociedad de Ingenieros de Bolivia.*

*La Sociedad de Ingenieros de Bolivia, por el conducto de sus organizaciones departamentales, efectuará la revisión de los proyectos que los interesados le presenten de acuerdo con las regulaciones anotadas en 15.4.*

## 15.3 Presentación del proyecto

Los proyectos que contemplen estructuras de hormigón armado, como parte principal o auxiliar de una obra, como requisito ineludible, deberán ser presentados por el Autor del Proyecto a la Sociedad de Ingenieros de Bolivia en su correspondiente organización departamental, según el lugar en el que vayan a ser construidas obras respectivas, con la firma del autor principal que hubiera elaborado el proyecto, ya sea para obras del sector público o privado, solicitando el SELLO DE CONFORMIDAD.

### **Comentario**

*Los proyectos que se presenten según lo prescrito, merecerán por parte de la Sociedad de Ingenieros de Bolivia, la verificación de las siguientes condiciones mínimas indispensables.*

- a) *Que el Autor del Proyecto sea profesional legalmente habilitado y calificado para el diseño estructural, con registro en el C.N.I.*
- b) *Que los documentos técnicos requeridos para la presentación del proyecto sean los mínimos mencionados en la tabla 15.1.*
- c) *Que la documentación técnica cumpla y respete las disposiciones de la presente norma. En caso de que el autor hubiese adoptado métodos o procedimientos de cálculo, o diseño o que no estén contempladas en la norma, deberá establecer por escrito, en la Memoria Descriptiva, las razones que le inducen a ello y declarará expresamente que asume la plena responsabilidad profesional y civil consiguiente.*

*Queda sobreentendido que la verificación de los proyectos, se refiere fundamentalmente a la forma y condiciones de presentación del proyecto, para garantizar que sean cumplidas las condiciones generales (véase 1.4.2) y la presentación de la documentación mínima antes mencionada, controlando que ésta sea perfectamente legible, adecuada, completa y permita ejecutar la obra sin necesidad de cálculos, planos o especificaciones ulteriores complementarios.*

*Sólo en condiciones excepcionales y ante evidentes dudas, procederá alguna sucinta revisión, o en su caso, la exigencia de que el autor aclare, complemente, o recalculé la parte objetada, antes de merecer el SELLO DE CONFORMIDAD.*

*En ningún caso será procedente y se considerará contra la ética profesional que en el proceso de revisión se pongan marcas, observaciones, tarjaduras, rayaduras u otros, en los documentos presentados, debiendo hacerlo en hojas separadas, que serán remitidas al Autor del proyecto, para que éste adopte las providencias del caso.*

## 15.4 Validez del proyecto

La ejecución de las obras cuyo proyecto hubiese merecido el SELLO DE CONFORMIDAD, deberá ajustarse en todo a dicho proyecto aprobado, no pudiendo introducirse reformar o modificación alguna bajo pena de nulidad del SELLO original. En todo caso cualquier reforma, ampliación o modificación que deba incorporarse, de acuerdo con 1.4.9, deberá ser tramitada con la presentación de la documentación técnica correspondiente.

Es de competencia y responsabilidad del Director de Obra, controlar que la obra proyectada, se ejecute sin alteración o modificación alguna, respecto al proyecto aprobado. En caso contrario, será menester la participación del autor en respeto del derecho de propiedad intelectual.

### Comentario

*Toda enmienda, modificación o ampliación del proyecto original que hubiese merecido el SELLO DE CONFORMIDAD, deberá ser efectuada por el autor original o, por lo menos, autorizada por escrito por éste. Sólo en caso de ausencia o fuerza mayor debidamente comprobada, podrá otro profesional efectuar los cambios, ajustes, modificaciones o ampliaciones requeridas (véase 1.4.9), a condición de asumir la responsabilidad. Toda actuación en contrario será juzgada como opuesta a la ética profesional, siendo pasible además de ser juzgada por vía judicial como atentatoria a la propiedad intelectual.*

*La irregular alteración de un proyecto, podrá ser denunciada de oficio por cualquier persona natural o jurídica, debiendo la Sociedad de Ingenieros de Bolivia asumir personería e iniciar la acción judicial que correspondiere, por adulteración de documentos públicos, daños y riesgos emergentes y otros, contra los que resultaren autores o ejecutores de la alteración del proyecto.*

## 15.5 Sello de Conformidad

La validez de un proyecto estructural de hormigón armado, se manifiesta por el SELLO DE CONFORMIDAD, que se expresa mediante un certificado otorgado al Autor del Proyecto y el sellado de todos y cada uno de los documentos que constituyen el expediente técnico, con las firmas de los personeros acreditados de la Sociedad de Ingenieros de Bolivia.

EL SELLO DE CONFORMIDAD se otorgará previo pago a la Sociedad de Ingenieros de Bolivia de los derechos por retribución de servicios.

### Comentario

*El SELLO DE CONFORMIDAD es el certificado previo por el cual todo proyecto estructural de hormigón armado es viable de ser ejecutado y en virtud del que todo el expediente técnico adquiere la calidad de documento público, apto para ser construido después de la respectiva tramitación de su aprobación administrativa ante otros organismos competentes, sean estos de carácter nacional, departamental, regional, municipal, etc., quienes, además, podrán establecer las regulaciones, patentes, impuestos y otros que la ley les acuerde.*

*El certificado del SELLO DE CONFORMIDAD que se otorga al Autor del proyecto, deberá contener los datos y condiciones sucintos y generales que tipifican y caracterizan al proyecto, constituyendo además homologación del derecho de propiedad intelectual de su autor. Una copia de este documento permanecerá en los archivos de la Sociedad de Ingenieros de Bolivia.*

*EL SELLO DE CONFORMIDAD, será estampado en todos los documentos que integran el expediente técnico, con tinta negra indeleble; las dimensiones del sello serán de 7cm x 3 cm y llevará la firma del profesional acreditado de la Sociedad de Ingenieros de Bolivia y tendrá el siguiente formato:*

SOCIEDAD DE INGENIEROS DE BOLIVIA DEPARTAMENTAL..... SELLO DE CONFORMIDAD Expediente N°..... Fecha..... Firma.....
--

## 15.6 Responsabilidad

EL SELLO DE CONFORMIDAD expresa únicamente, que el Autor del Proyecto es profesional habilitado e idóneo para la facción del proyecto y que dicho proyecto cumple con



las prescripciones de la presente norma y con las prácticas habituales de la construcción. No implica que la Sociedad de Ingenieros de Bolivia, ni el Ministerio de Urbanismo y Vivienda, asuman responsabilidad alguna por el proyecto, ni sus características técnicas, de estabilidad, seguridad, economía, factibilidad o procesos constructivos.

**Comentario**

*La responsabilidad e imputabilidad profesional del Autor de un Proyecto, no es -en modo alguno- traslativa, ni se atenúa o disminuye por el hecho de que su proyecto haya merecido el SELLO DE CONFORMIDAD.*

*De acuerdo a ley, el autor es quien asume exclusivamente las obligaciones civiles y aún penales, por las emergencias que podrían sobrevenir por el comportamiento de la estructura, debidas a fallas de diseño o cálculo.*

## **16 CONTROL DE MATERIALES**

### **16.1 Generalidades**

En toda obra de hormigón armado deberá realizarse el control de calidad del hormigón, de sus materiales componentes y del acero, además del control general de ejecución de la obra.

El objeto de estos controles de calidad es verificar que tanto los materiales utilizados como la obra terminada, reúnen las características de seguridad y durabilidad previstas en el proyecto y que habrán de ser las generales que correspondan de las exigidas en esta norma, más las incluidas en el Pliego de Especificaciones Técnicas.

Si por cualquier razón no fuese posible efectuar los controles prescritos en este capítulo, será necesario revisar los coeficientes de seguridad que se hayan adoptado en el Proyecto, en virtud de lo establecido en 7.3.

**Comentario**

*El control de recepción debe efectuarse por la Dirección de Obra, bajo la supervisión del Fiscal de Obra, en representación del propietario tanto si se trata de una obra pública como privada.*

*No se trata el aspecto jurídico o contractual de la recepción de la obra. En particular, quedan fuera del dominio de este Capítulo las consecuencias de una decisión de "no conformidad" (penalización o rechazo), respecto de los materiales o parte de los trabajos, así como el reparto de responsabilidades entre los diversos participantes en la construcción.*

*Además del control de recepción es siempre recomendable un autocontrol de producción realizado, según el caso, por el fabricante o por el constructor.*

*Los controles de producción y de recepción, pueden comportar operaciones comunes; o eventualmente pueden ser completamente independientes.*

*El control de recepción podrá tomar en consideración todo ensayo válido, incluso los ensayos del control de producción, a condición de que esta decisión haya sido objeto de acuerdo previo.*

### **16.2 Control de los componentes del hormigón**

El control de recepción de los diferentes materiales componentes del hormigón, se realizará de acuerdo con lo que a continuación se prescribe para cada uno de ellos.

#### **16.2.1 Cemento**

Se exigirá que el cemento reúna las características prescritas en 2.1, además de las indicadas en el correspondiente Pliego de Especificaciones Técnicas.

Para el control de estas características, deberán efectuarse los siguientes ensayos:

- a) Antes de comenzar el hormigonado o si varían las condiciones de suministro y cuando lo indique el Director de Obra, se realizarán los ensayos físicos, mecánicos y químicos previstos en las normas bolivianas referentes al Cemento Pórtland (NB 2.1-001 a NB 2.1-014), más las contenidas en el correspondiente Pliego de Especificaciones Técnicas.
- b) Durante la marcha de la obra se comprobará una vez cada 3 meses, con un mínimo de tres (3) veces durante la ejecución de la obra y siempre que lo indique el Fiscal de obra, la pérdida al fuego, residuo in soluble, finura de molido, principio y fin de fraguado, resistencias a flexotracción y compresión y expansión en autoclave; de acuerdo con los métodos indicados en las Normas Bolivianas referentes al cemento, citadas en a).

La toma de muestras para la realización de todos estos ensayos, se efectuará según se indica en la norma NB 2.1.004. Para la calificación del resultado del control del cemento, se seguirá el criterio de que el no cumplimiento de alguna de las especificaciones prescritas, será condición suficiente para el rechazo de la partida de cemento correspondiente.

#### **Comentario**

*Las comprobaciones prescritas, tienen una doble finalidad:*

- controlar la partida correspondiente, para aceptarla o rechazarla.
- comprobar el control de producción, relativo al cemento utilizado, por comparación con los certificados suministrados por el fabricante.

### **16.2.2 Agua de amasado**

Deberá poseer las características que se prescriben en 2.3, más las que se puedan exigir en el correspondiente Pliego de Especificaciones Técnicas.

El control de estas características se efectuará mediante los ensayos indicados en 2.3. Tales ensayos se realizarán antes de comenzar la obra, si no se tienen antecedentes del agua a utilizarse; cuando varíen las condiciones de suministro; o cuando lo indique el Director de Obra.

El incumplimiento de alguna de las especificaciones prescritas, será causa suficiente para considerar al agua como no apta para amasar el hormigón.

### **16.2.3 Áridos**

Deberán poseer las características que se prescriben en 2.2, más las que se puedan exigir en el correspondiente Pliego de Especificaciones Técnicas.

Para el control de estas características, deberán efectuarse los siguientes ensayos:

- a) Antes de comenzar la obra, cuando no se tienen antecedentes de los áridos a utilizarse; cuando varíen las condiciones de suministro; o cuando lo indique el Director de Obra, se realizarán los ensayos incluidos en 2.2.3, además de los que pueda exigir el correspondiente Pliego de Especificaciones Técnicas.
- b) Durante la ejecución de la obra se prestará especial atención al cumplimiento de lo especificado en 2.2.2. En caso de duda se realizarán los correspondientes ensayos de comprobación.

Para la calificación del resultado del control de los áridos, se seguirá el criterio de que el incumplimiento de los prescrito en 2.2.3 y en el correspondiente Pliego de Especificaciones Técnicas, será causa suficiente para considerar los áridos como no aptos para la fabricación del hormigón.

El incumplimiento de la limitación de tamaño impuesta en 2.2.2, hace que ese árido no sea totalmente apto para la construcción de las piezas de que se trate. Si no hubiese alternativa y de todos modos tuviera que seguir utilizándose ese árido, deberán adoptarse las medidas que el Director de Obra considere necesarias, a fin de garantizar que en esas piezas, no se han formado oquedades o coqueas de importancia, que puedan hacer peligrar la seguridad del elemento.

#### **16.2.4 Aditivos**

Deberán poseer las características que se prescriben en 2.4, más las que se puedan exigir en el correspondiente Pliego de Especificaciones Técnicas.

Para el control de estos productos, antes de comenzar la obra, se comprobará en todos los casos mediante los ensayos previos del hormigón citados en 16.5.2, el efecto del aditivo sobre las características de calidad del hormigón.

Igualmente, se comprobará mediante los oportunos ensayos de laboratorio, que el aditivo no contiene compuestos químicos que puedan provocar la corrosión de las armaduras.

En vista de los resultados obtenidos en las comprobaciones que quedan señaladas, se seleccionarán las marcas y tipos de los aditivos admisibles, cuyas características de composición y calidad deberán mantenerse constantes a lo largo de toda la obra. Esta constancia deberá ser garantizada por el fabricante.

El no cumplimiento de alguna de las especificaciones prescritas, será causa suficiente para calificar el aditivo como no apto para su utilización en el caso considerado.

Cualquier posible modificación en la calidad del aditivo que se vaya a utilizar, respecto a la que poseía el aceptado como consecuencia de los ensayos previos realizados antes de comenzar la obra, implicará su no utilización en tanto no se efectúen los correspondientes ensayos previos del hormigón, citados anteriormente. De los resultados obtenidos en tales ensayos se deducirá la posibilidad de autorizar su aceptación y empleo en la obra.

#### **Comentario**

*Las prescripciones fijadas para el control de estos productos vienen a establecer los criterios de selección de las marcas y tipos de aditivos que pueden utilizarse, sin riesgo de que sus efectos resulten perjudiciales para las características de calidad del hormigón o para las armaduras.*

*Como en general no será posible efectuar un control permanente a lo largo de la obra, de los componentes químicos del aditivo (control que, por otra parte, no se exige, aunque sí se recomienda que se realice cuando sea posible), se admite que el control en obra se reduzca a la comprobación de que se emplean los mismos aditivos que fueron seleccionados inicialmente sin alteración alguna.*

### **16.3 Control de la calidad del hormigón**

El control de la calidad del hormigón amasado se reduce normalmente al de su consistencia y su resistencia. Independientemente se comprobará el tamaño máximo del árido, de acuerdo con lo indicado en 16.2.3, y las demás características especiales que pueda exigir el Pliego de Especificaciones Técnicas.

Este control se llevará a cabo de acuerdo con lo indicado en 16.4 y 16.5.

#### **Comentario**

*Las características de calidad que se citan, consistencia y resistencia son las mínimas normalmente exigidas.*

*El Pliego de Especificaciones Técnicas podrá prescribir las características que además de las dos (2) indicadas, se considere oportuno exigir en cada caso y cómo y con qué criterios se debe realizar el control de las mismas.*

## 16.4 Control de la consistencia del hormigón

La consistencia del hormigón amasado habrá de ser la prescrita en el Pliego de Especificaciones Técnicas o la indicada en su momento por el Director de Obra.

Los resultados obtenidos en los ensayos de consistencia, deberán quedar dentro de los márgenes de tolerancia que a continuación se indican y que son los mismos prescritos en 3.7.

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

Los ensayos para determinar el valor de la consistencia, se realizarán siempre que se fabriquen probetas para controlar la resistencia del hormigón amasado; en los casos previstos en 1 6.5.4.3.a (control a nivel reducido), o cuando lo determine el Director de Obra.

La consistencia se medirá mediante el ensayo en el cono de Abrams, de acuerdo con el método descrito en la norma NB/UNE 7103.

Si los resultados de los ensayos no satisfacen las condiciones exigidas, se rechazará la amasada correspondiente y se corregirá la dosificación adoptada.

### **Comentario**

*El control de la consistencia, proporciona al Director de Obra una información muy valiosa para la aceptación condicionada o el rechazo de las amasadas de hormigón, al permitirle cuantificar anomalías en la dosificación, especialmente en lo que a la relación agua/cemento se refiere.*

*En el cuadro de tolerancias, se dan las correspondientes a los cuatro (4) tipos de consistencia, desde seca hasta fluida. No obstante debe tenerse en cuenta la conveniencia de no emplear en general, consistencias secas ni fluidas, por los efectos nocivos que pueden ocasionar; en el primer caso, por la mayor probabilidad de que se produzcan coqueas y en el segundo, por la consiguiente pérdida de resistencia que se origina.*

## 16.5 Control de la resistencia del hormigón

### 16.5.1 Generalidades

Además de los ensayos para el control de los materiales componentes del hormigón (véase 16.2), de la consistencia del hormigón (véase 16.4) y de los que pueda prescribir el correspondiente Pliego de Especificaciones Técnicas, deberán efectuarse los ensayos necesarios para el control de la resistencia del hormigón.

Estos últimos ensayos pueden ser de varios tipos:

- previos
- característicos
- de control
- de información

De ellos únicamente los ensayos de control son siempre de carácter preceptivo (véase 16.5.4). En ocasiones antes del comienzo del hormigonado, puede resultar necesario realizar ensayos previos y/o ensayos característicos (véanse 16.5.2 y 6.5.3). Por último, los ensayos de información que se describen en 16.5.5, sólo son preceptivos en casos especiales.

Para los ensayos previos, característicos y de control, se utilizarán probetas cilíndricas de 15 cm x 30 cm, las cuales se ensayarán por compresión a 28 días de edad de acuerdo con lo indicado en las normas NB/UNE 7240 y NB/UNE 7242.

#### Comentario

En la siguiente tabla, se resumen las características de los distintos tipos de ensayos citados en las prescripciones.

**Tabla 16.5.1 - Control de la resistencia del hormigón**

<b>Ensayo de probetas a compresión</b>						
	<b>Previos</b>	<b>Característicos</b>	<b>De control</b>	<b>De información</b>		
				<b>Tipo a</b>	<b>Tipo b</b>	<b>Tipo c</b>
<i>Ejecución de probetas</i>	<i>En laboratorio</i>	<i>En obra</i>	<i>En obra</i>	<i>Extraídas del hormigón endurecido</i>	<i>En obra</i>	<b>ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS</b> Métodos muy diversos
<i>Conservación de probetas</i>	<i>En cámara húmeda</i>	<i>En agua o cámara húmeda</i>	<i>En agua o cámara húmeda</i>		<i>En condiciones análogas a las de la obra</i>	
<i>Tipo de probetas</i>	<i>Cilíndricas de 15 cm x 30 cm</i>	<i>Cilíndricas de 15 cm x 30 cm</i>	<i>Cilíndricas de 15 cm x 30 cm</i>	<i>Cilíndricas o cúbicas, de dimensiones en función del tamaño del árido</i>	<i>Cilíndricas de 15 cm x 30 cm</i>	
<i>Edad de las probetas</i>	<i>28 días</i>	<i>28 días</i>	<i>28 días</i>	<i>Variable</i>		
<i>Número mínimo de probetas</i>	<i>4 x 3 = 12</i>	<i>6 x 3 = 18</i>	<i>Véase 16.5.4.</i>	<i>Se establecerá en cada caso.</i>		
<i>Obligatoriedad</i>	<i>Preceptivos, salvo experiencia previa</i>	<i>Preceptivos, salvo experiencia previa</i>	<i>Siempre preceptivos</i>	<i>No perceptivos salvo excepción</i>		
<i>Observaciones</i>	<i>Están destinados a establecer la dosificación inicial de obra</i>	<i>Están destinados a sancionar la dosificación definitiva y los medios utilizados en la obra</i>	<i>A veces deben completarse con ensayos de información tipo "a" ó tipo "c"</i>	<i>Están destinados a conocer la resistencia real del hormigón, a una cierta edad y en unas condiciones determinadas</i>		

#### 16.5.2 Ensayos previos

De acuerdo con lo indicado en 11.1, antes de comenzar las obras puede ser necesario efectuar en laboratorio, ensayos previos para establecer la dosificación que habrá de emplearse en la fabricación del hormigón, teniendo en cuenta los materiales disponibles, los aditivos que se vayan a utilizar y las condiciones de ejecución previstas.

En 11.1, se señala también en qué casos puede prescindirse de la realización de estos ensayos.

Para llevarlos a cabo, por cada dosificación que se desee establecer, se fabricarán por lo menos cuatro (4) amasadas distintas, tomándose tres (3) probetas de cada una y se operará de acuerdo con los métodos de ensayos descritos en las normas NB/UNE 7240 y NB/UNE 7242.

De los valores así obtenido, se deducirá el valor de la resistencia media aritmética correspondiente a estos ensayos de laboratorio  $f_{cm}$ ; valor que deberá superar al exigido como resistencia de proyecto del hormigón, con el margen suficiente para que resulte razonable esperar que con la dispersión que introduce la ejecución en obra, la resistencia característica real que se va a obtener en obra, habrá de sobrepasar también a la de proyecto.

#### Comentario

*Si bien en las prescripciones se contemplan los ensayos previos exclusivamente 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 y de la dosificación, elegidos, para así obtener con ellos el hormigón previsto.*

*Una vez comprobada la aptitud de los componentes seleccionados del hormigón, el establecimiento de la dosificación que debe emplearse, exigirá en la mayoría de los casos, un estudio de la granulometría de los áridos, de la relación agua/cemento y eventualmente de la cantidad admisible de aditivos.*

*Conviene destacar que las alteraciones de la relación agua/cemento que pueden producirse en la obra, son de gran repercusión en la resistencia del hormigón; de ahí que el control de la consistencia por el cono de Abrams que es de fácil realización, sea un medio eficaz para detectar inmediatamente que el hormigón está sufriendo variaciones en su resistencia.*

*Desde el punto de vista de la resistencia, los ensayos previos, suministran datos para estimar la resistencia media aritmética del hormigón de la obra, la cual debe coincidir con la del fabricado en el laboratorio. Sin embargo, como es lógico, no puede aportar información sobre la ley de distribución de las resistencias del hormigón de la obra. Por ello esta falta de información debe subsanarse en esta fase, admitiendo determinadas hipótesis sancionadas por la experiencia, que permitan decidir si se debe aceptar la dosificación propuesta, o si debe modificarse. En general, se suele aceptar que dicha distribución sigue una ley Gaussiana normal y entonces en función de las condiciones previstas para la ejecución, se establecen los valores del coeficiente de variación de la población.*

Obtenida de esta manera la ley de distribución, el cuantil del 5 % viene definido por la expresión:

$$f_{ck} \leq f_{cm} (1 - 1,64 \delta)$$

siendo "δ" el coeficiente de variación (véase comentario a 5.1.1, último párrafo); pudiéndose adoptar  $\delta = 0,10$  para hormigón bien controlado, preparado en central y  $\delta = 0,20$  para otros casos. La expresión de  $f_{cm}$ , justifica plenamente el que se exija que la resistencia media obtenida en laboratorio supere a la resistencia de proyecto  $f_{ck}$  con margen suficiente.

Como primera aproximación en los estudios previos, a falta de otros datos y a título puramente informativo, en la tabla siguiente se incluyen las expresiones que relacionan la resistencia media en función de la resistencia característica especificada por el proyectista.

**Tabla 16.5.2 - Relación entre la resistencia media y la característica especificada del hormigón**

Condiciones previstas para la ejecución de obra		Valor aproximado de la resistencia media $f_{cm}$ necesaria en laboratorio
Mínimas	en $\text{kg/cm}^2$ en MPa	$f_{cm} = 1,50 f_{ck} + 20$ $f_{cm} = 1,50 f_{ck} + 2$
Buenas	en $\text{kg/cm}^2$ en MPa	$f_{cm} = 1,50 f_{ck} + 15$ $f_{cm} = 1,50 f_{ck} + 1,5$
Muy buenas	en $\text{kg/cm}^2$ en MPa	$f_{cm} = 1,50 f_{ck} + 10$ $f_{cm} = 1,50 f_{ck} + 1$

Las condiciones previstas para la ejecución de la obra, deben entenderse en la forma que a continuación se indica:

*Condiciones mínimas: 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, con corrección de los volúmenes de arena utilizados de acuerdo con el entumecimiento de ésta. Reajuste de la cantidad de agua vertida en la hormigonera, siempre que varíe notoriamente la humedad de los áridos. Vigilancia a pie de obra con el utillaje mínimo necesario para realizar las oportunas comprobaciones.*

*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 y las instalaciones necesarias en cada caso. Constante atención a todos los detalles (posible descorrección de básculas, cambio de partida de cemento, etc.).*

*La información suministrada por los ensayos previos en laboratorio, será conocida por el Director de Obra. En particular la confección de mayor número de probetas, para ser rotas a 3 días, 7 días y 90 días, permitirá conocer la curva de endurecimiento del hormigón; lo que puede resultar útil, tanto para tener información sobre la resistencia de partes concretas de la obra antes de los veintiocho días, como para prever el comportamiento del hormigón a mayores edades.*

### 16.5.3 Ensayos característicos

Salvo en el caso de emplear hormigón preparado en fábrica, o si se posee experiencia previa con hormigones fabricados con los mismos materiales y medios de ejecución, estos ensayos característicos son siempre preceptivos 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 obra, no es inferior a la de proyecto.

Los ensayos se efectuarán sobre probetas precedentes de seis (6) amasadas diferentes, por cada tipo de hormigón que haya de emplearse, enmoldando tres (3) probetas por amasada. Estas probetas se fabricarán, conservarán y romperán de acuerdo con los métodos de ensayo descrito en las normas NB/UNE 7240 y NB/UNE 7242.

Con los resultados obtenidos en estos ensayos, se calculará el valor medio correspondiente a cada amasada, lo que dará una serie de seis (6) valores medios ordenados de menor a mayor:

$$x_1 \leq x_2 \leq \dots \leq x_6$$

donde:

$x_1$  = valor medio de la amasada uno (1)

$x_2$  = valor medio de la amasada dos (2)

$x_6$  = valor medio de la amasada seis (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 aceptará dicha dosificación, debiendo retrasarse el comienzo del hormigonado hasta que, como consecuencia de adecuadas correcciones y nuevos ensayos característicos, se lleguen a obtener dosificaciones y procesos de ejecución aceptables.

#### **Comentario**

*Estos ensayos, tienen por objeto garantizar, antes de que se inicie el hormigonado, la idoneidad de la dosificación que se piensa utilizar y del proceso de fabricación previsto, para así conseguir hormigones de la resistencia especificada en el proyecto.*

*El criterio de aceptación es análogo al que se empleará en los ensayos de control del hormigón a nivel intenso. Se utilizan tres (3) probetas, para determinar la resistencia de cada amasada. Con ello se trata de eliminar que se rechace una dosificación o un proceso de fabricación, como consecuencia de un error en la medida de la resistencia de una sola probeta, a causa de una deficiencia local en su ejecución, conservación o transporte, o incluso en el proceso de rotura. Se considera que el valor medio de una serie de tres probetas, representa mejor que un solo valor la calidad de la amasada, ya que quedan compensadas en parte, las desviaciones que hayan podido introducirse al confeccionar las probetas.*

*Evidentemente esto supone un mayor costo del ensayo; pero este encarecimiento queda compensado con la repercusión económica que el método adoptado puede tener en el proceso de ejecución de la obra y en definitiva, en el presupuesto total de ésta.*

*Por otra parte, resulta útil ensayar vanas dosificaciones iniciales; pues si se ensaya una sola y no se alcanza con ella la debida resistencia, hay que comenzar de nuevo todo el proceso, con el consiguiente retraso para la marcha de la obra.*

*De acuerdo con el método de ensayo descrito en la norma NB/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. Como quiera que cuanto menor es la temperatura del agua de conservación, más*

*baja resulta la resistencia de las probetas, es siempre ventajoso disponer en el depósito, un termostato de resistencia (aparato sencillo y económico) o recurrir a cualquier otro procedimiento para conseguir que la temperatura se mantenga lo más próxima posible al límite máximo admitido de 20 °C.*

*En cualquier caso, es imprescindible comprobar frecuentemente mediante un termómetro, la temperatura del agua de conservación.*

## 16.5.4 Ensayos de control

### 16.5.4.1 Generalidades

Estos ensayos son preceptivos en todos los casos. Su objeto es comprobar a lo largo de la ejecución, que la resistencia característica real del hormigón de la obra, es igual o superior a la resistencia característica especificada de proyecto.

Este control podrá realizarse según dos (2) modalidades diferentes:

- control total (control al 100 %). Se conocen las resistencias de todas las amasadas (véase 16.5.4.2).
- control estadístico (véase 16.5.4.3). Sólo se conocen las resistencias de un cierto número de las amasadas que se controlan. En este caso, en función del valor adoptado para el coeficiente parcial de seguridad  $\gamma_e$  y de acuerdo con lo indicado en 7.3, se establecen tres (3) niveles de control.
  - a) Reducido
  - b) Normal
  - c) Intenso

En ambas modalidades, los ensayos se realizan sobre probetas ejecutadas en obra, conservadas y ensayadas según lo indicado en las normas NB/UNE 7240 y NB/UNE 7242.

#### **Comentario**

*El objeto de los ensayos de control es comprobar que las características de calidad del hormigón, curado en condiciones normales y a 28 días de edad, son las previstas en el proyecto.*

*Con independencia de los ensayos de control, se realizarán los de información (véase 16.5.5) que pueda prescribir el Pliego de Especificaciones Técnicas o indicar el Director de Obra, para conocer, si el hormigón tiene la resistencia adecuada a una edad determinada y tras un proceso de curado en condiciones análogas a aquellas en las que se encuentren los elementos estructurales de que se trate.*

*Por lo que respecta a la aceptación del lote objeto del control, los ensayos determinantes son los que se prescriben en 16.5.4.2 y 16.5.4.3.*

### 16.5.4.2 Control total (control al 100 %)

Esta modalidad de control, es aplicable a cualquier obra y cualquiera que sea el valor adoptado para  $\gamma_c$ , de conformidad con lo dispuesto en 7.3.

El control se realiza determinando la resistencia de todas las amasadas utilizadas en la parte de obra sometida a control y calculando a partir de los resultados obtenidos, el valor de la resistencia característica real del hormigón de la obra, de acuerdo con lo indicado en 5.1.1.

Para que el conjunto de amasadas sometidas a control pueda ser aceptado, es preciso que se verifique:

$$f_{c,real} \geq f_{c,k}$$



**Comentario**

*En la mayoría de las obras, no suele utilizarse este tipo de control, debido al gran número de probetas que obliga a fabricar, conservar y romper; las complicaciones de todo orden que supone para la obra y el elevado costo que ocasiona.*

*Sin embargo, en algunos casos especiales, por ejemplo cuando se trata de elementos aislados de mucha responsabilidad, en cuya construcción se utiliza un número pequeño de amasadas, puede resultar de gran interés el conocimiento exacto del valor de  $f_{c,real}$  para basar en él las decisiones de aceptación o rechazo, eliminando totalmente el posible error inherente a toda estimación.*

*En previsión de estos casos especiales, o cualquier otro que pudiera presentarse, se regula en la presente norma, este tipo de control.*

*Conforme se ha definido en 5.1.1, el valor de la resistencia característica real de obra, corresponde al cuantil del 5 %, 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 % de los casos o que, a lo sumo, es igualada o no alcanzada en el 5 % de ellos.*

*En general para poblaciones formadas por  $N \geq 20$  amasadas, el valor de  $f_{c,real}$ , corresponde a la resistencia de la amasada que, una vez ordenadas las  $N$  determinaciones de menor a mayor, ocupa el lugar  $n = 0,05 N$ , redondeándose  $n$  por exceso.*

*Cuando el número de amasadas que se vayan a controlar, sea igual o menor que 20,  $f_{c,real}$  será el valor de la amasada de más baja resistencia, encontrada en la serie.*

**16.5.4.3 Control estadístico**

- a) A nivel reducido: este control se realiza determinando la consistencia de hormigones fabricados utilizando dosificaciones tipo.

Con la frecuencia que exija el correspondiente Pliego de Especificaciones Técnicas, o la indicada por el Director de Obra y nunca con menos de cuatro (4) determinaciones espaciadas a lo largo del día, se realizará el ensayo de consistencia conforme a lo prescrito en 1 6.4.

De la realización de estos ensayos, deberá quedar en obra la necesaria constancia mediante el registro de los resultados obtenidos y de las decisiones en cada caso adoptadas.

Esta modalidad de control, podrá utilizarse exclusivamente en obras en las que: la resistencia de proyecto exigida para el hormigón no sea superior a 1 5 MPa; se empleen dosificaciones tipo con un mínimo de 300 kg de cemento por metro cúbico de hormigón y para las cuales, de acuerdo con lo indicado en 7.3, se haya adoptado en el proyecto el valor  $\gamma_c = 1.7$ .

**Comentario**

*Este nivel de control es aplicable a obras de escasa importancia en las que, no siendo fácil recurrir a laboratorios especializados, no resulta excesivamente gravoso aumentar la dosificación de cemento, para garantizar, por métodos indirectos, que habrá de conseguirse la resistencia de proyecto del hormigón.*

*Presupone: que el valor de la resistencia que se desea alcanzar es bajo; que se empleará una dosificación elevada y contrastada, capaz de proporcionar una resistencia muy superior a la exigida; que se ejercerá una vigilancia continuada por parte del Director de Obra, que garantice que la dosificación, el amasado y la puesta en obra son, en todo momento los adecuados; y que se lleva un sistemático registro de la consistencia.*

- b) A nivel normal: de acuerdo con lo dispuesto en 7.3, este nivel de control es aplicable a las obras en cuyo proyecto se haya adoptado el valor  $1,5 \leq \gamma_c < 1,7$ .

A efectos de control se dividirá la obra en partes sucesivas, cada una de las cuales habrá de ser inferior al menor de los valores señalados en la tabla siguiente, para los diferentes casos. De cada una de estas partes de obra se extraerán por lo menos dos probetas.

**Tabla 16.5.4.3.b.1 - Partes en que se divide la obra, a efectos del control estadístico a nivel normal**

	Tipo de los elementos estructurales		
	Lineales (1)	Superficiales (2)	Grandes macizos (3)
Por volumen .....	100 m <sup>3</sup>	200 m <sup>3</sup>	500 m <sup>3</sup>
Por superficie en planta .....	Elementos comprendidos en 500 m <sup>2</sup>	500 m <sup>2</sup>	-
Por número de amasadas .....	100	100	100
Por tiempo (hormigón colocado en) ...	2 semanas	2 semanas	1 semana
Por número de pisos .....	1	1	-
(1) Edificios, puentes, naves industriales, etc. (2) Muros, láminas, pavimentos, etc. (3) Presas, grandes cimientos, etc.			

Este control, tiene por objeto determinar si el hormigón utilizado en la construcción de los diversos elementos de la estructura es aceptable, de acuerdo con los criterios establecidos en la presente norma.

Se realiza comprobando la resistencia de por lo menos dos (2) amasadas, de acuerdo con lo establecido en 3.3, tomadas al azar entre las destinadas a la construcción de los diversos elementos estructurales de la obra sometida a control. Si en el Pliego de Especificaciones Técnicas correspondiente, no se indica la frecuencia con la que deben hacerse estas comprobaciones, será el Director de Obra el que fije esta frecuencia.

En todo caso, el contratista podrá realizar un número de determinaciones superior al que haya sido fijado, corriendo a su cargo el sobrecosto de los ensayos suplementarios.

Ordenados de menor a mayor los resultados de las determinaciones de resistencia de las N amasadas sometidas a control, en la forma:

$$x_1 \leq x_2 \leq \dots \leq x_m \leq \dots \leq x_N$$

se define como resistencia característica estimada en este nivel, la deducida aplicando las siguientes expresiones:

$$\text{si } N < 6; f_{\text{est}} = K_N \cdot x_1$$

$$\text{si } N \geq 6; f_{\text{est}} = 2 \cdot \frac{x_1 + x_2 + \dots + x_{m-1}}{m-1} - x_m \geq K_N \cdot x_1$$

siendo:

$K_N$  = coeficiente dado en la tabla 16.5.4.3. b. 2, en función de "N" y del tipo de instalaciones en que se fabrique el hormigón

$x_1$  = resistencia de la amasada menos resistente

N = número de amasadas

m = número de probetas: N/2 si "N" es par ó (N - 1)/2 si "N" es impar

Para que la parte de la obra sometida a este control pueda ser aceptada, deberá verificarse:

$$f_{c,est} \geq f_{ck}$$

Tabla 16.5.4.3.b.2 - Valores del coeficiente  $K_N$

Uniformidad del hormigón		Excelente	Buena	Regular	Mala
Coeficiente de variación de la resistencia del hormigón ( $\delta$ )		0,10	0,15	0,20	0,25
Número de amasadas (N)	1	0,836	0,753	0,671	0,589
	2	0,884	0,820	0,753	0,682
	3	0,910	0,859	0,803	0,741
	4	0,928	0,886	0,838	0,784
	5	0,942	0,907	0,867	0,820
	6	0,953	0,924	0,890	0,850
	7	0,962	0,938	0,910	0,877
	8	0,970	0,951	0,928	0,900
	10	0,983	0,972	0,958	0,942
	12	0,993	0,989	0,984	0,976
	14	1,002	1,004	1,005	1,008
	16	1,009	1,016	1,024	1,035
	18	1,016	1,027	1,041	1,059

#### Comentario

Se aplica este nivel de control, a 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, ni en su número ni en su frecuencia; por lo que existe la posibilidad de que se introduzcan errores en la fabricación del hormigón de trascendencia para su resistencia, que no sean fácil ni inmediatamente detectables. Para reducir en lo posible, el riesgo que pueden ocasionar tales defectos, se establece que  $\gamma_c$  ha de ser igual o superior a 1,5.

En este nivel de control, el valor de la resistencia característica estimada vendría definido en realidad, por la expresión:  $f_{est} = K_N \cdot X_1$ , con los significados para  $K_N$  y  $X_1$ , indicados en las prescripciones. Sin embargo para poder explicar con toda corrección esta expresión, sería bueno conocer el valor del coeficiente de variación " $\delta$ " de la población, puesto que  $K_N$  es función de tal coeficiente y del número "N" de amasadas. Pero como para que la estimación de " $\delta$ " tenga una fiabilidad aceptable, es necesario controlar un número "N" de amasadas, superior al que habitualmente se emplea y como por otra parte, a partir de  $N = 6$  la diferencia entre los valores de  $K_N$ , para el mismo valor de "N" y distintos coeficientes de variación es inferior al 5 %, se ha preferido ligar los valores de  $K_N$ , al tipo de valor con el 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, tiene un coeficiente de variación del orden de 0,10; englobando en (otros casos) los que presentan un  $\delta \approx 0,20$ .

De esta forma, en los casos de  $N \geq 6$  de la discrepancia que puede presentarse en la determinación de  $f_{est}$  a causa de una errónea valoración de " $\delta$ ", será prácticamente insignificante. Por además se acepta la posibilidad de utilizar una segunda función de estimación, dependiente únicamente de los valores de las muestras y prevista en principio para el control a nivel intenso, con el objeto de paliar aun más los posibles casos en los que la diferencia en cuestión, aunque pequeña, pudiera tener importancia.

Los casos en los que  $N < 6$  son los que presentan mayor dificultad, puesto que no es posible ni 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. Por ello, cuando sea posible realizar los ensayos en forma sistemática, se recomienda comenzar la serie con valores de  $N \geq 6$ , continuando con el mismo tamaño de muestra durante el control de las cuatro o cinco primeras partes de la obra. Con la totalidad de los valores de las muestras así obtenidos, podrá entonces calcularse el valor del coeficiente de variación de la población, con suficiente garantía, para en función del mismo, elegir el que corresponde a  $K_N$  y continuar después el control de las restantes partes de la obra, con un valor de "N" mas reducido. A este propósito se incluye la tabla 16.5.4.3.b.

El Director de la Obra es el único que puede juzgar si el control sistemático de la fabricación del hormigón es suficientemente representativo. Para ello, podría tener en cuenta el valor del coeficiente de variación, deducido de los resultados de los ensayos que se hayan realizado desde que se inicio un suministro homogéneo del material.

- c) A nivel intenso: de conformidad con lo dispuesto en 7.3, este tipo de control es preceptivo siempre que la resistencia de proyecto sea mayor de 25 MPa, o cuando se adopte un valor de  $\gamma_c < 1,5$ .

A los efectos de control, se dividirá la obra en partes sucesivas, con arreglo a los criterios indicados en la tabla 16.5.4.3.b.1, de cada una de las cuales se extraerá por lo menos el número de probetas que señala la tabla 16.5.1, tomando en cuenta además lo expresado en la última parte de esta prescripción.

El control, tiene por objeto determinar si el hormigón utilizado en la construcción de las diversas partes de las obras es aceptable, de acuerdo con los criterios establecidos en la presente norma.

El control de cada parte, se realiza sobre un número "N" de determinaciones de resistencia de otras tantas amasadas, tomadas al azar de entre las utilizadas en la construcción de la parte de obra que se controla.

Obtenidas las resistencias de las "N" amasadas y ordenadas dichas resistencias de menor a mayor en la forma:

$$x_1 \leq x_2 \leq \dots \leq x_m \leq \dots \leq x_N$$

se define como resistencia característica estimada en este nivel, la deducida aplicando la siguiente expresión:

$$f_{c,est} = 2 \frac{x_1 + x_2 + \dots + x_{m-1} - x_m}{m - 1} \geq K_N \cdot x_1$$

en la cual los diferentes símbolos tienen los mismos significados explicados anteriormente al tratar del control estadístico a nivel normal.

La parte de obra sometida a este control, se aceptara siempre que se obtenga:

$$f_{c,est} \geq f_{c,k}$$

Los valores de "N" se establecerán de acuerdo con la sistemática que a continuación se indica para la aplicación de este nivel de control a la totalidad de la obra.

Al iniciar el control se tomara  $N = 12$ . Cuando en cuatro (4) lotes consecutivos con  $N = 12$ , se hay obtenido aceptación ( $f_{c,est} \geq f_{c,k}$ ) se tomará en los siguientes  $N = 6$ . Se volverá a tomar  $N = 12$ , a partir del momento en que con  $N = 6$ , se obtenga  $f_{c,est} < f_{c,k}$ ; volviéndose a tomar  $N = 6$ , tan pronto como en cuatro (4) lotes consecutivos con  $N = 12$ , se obtenga  $f_{c,est} \geq f_{c,k}$ .

Este proceso se repetirá tantas veces sea necesario.

#### **Comentario**

*Este nivel de control, como el control a nivel normal, se basa en determinaciones de la resistencia de diversas amasadas: por lo que es de aplicación lo anteriormente comentado al respecto.*

*Se presupone la normalidad de la población; si bien se toma en consideración únicamente la mitad inferior de los valores obtenidos, no se penalizan las desviaciones en más, a partir del valor  $x_{m+1}$ .*

*Con la limitación establecida  $f_{c,est} \geq K_N \cdot X_1$ , se pretende evitar los posibles casos de polémica, en los que por una desviación en mas del valor  $x_m$ , pudiera resultar un ensayo aceptable con el criterio establecido para el control a nivel normal y rechazado en este caso de control al nivel intenso.*

*Por ultimo, con juego de decisiones sobre el numero de determinaciones que debe realizarse, es decir sobre la información que se quiere conseguir, se pretende obtener una información aceptable al comienzo de la obra y siempre que este en entredicho a la calidad del hormigón que anteriormente se haya puesto en obra. Mientras que permite reducir el numero de probetas, en los casos en que la fabricación se estabiliza alrededor de calidades aceptables.*

#### 16.5.4.4 Decisiones derivadas de los ensayos de control.

Cuando en una parte de la obra sometida a cualquier nivel de control estadístico, se obtenga  $f_{c,est} \geq f_{ck}$ , se aceptará dicha parte.

Si resultase  $f_{c,est} < f_{ck}$ , a la falta de una explícita previsión del caso en el correspondiente Pliego de Especificaciones Técnicas y sin perjuicio de las sanciones contractuales que se haya acordado, se procederá como sigue:

- a) Si  $f_{c,est} \geq 0,9 f_{ck}$ , la obra se aceptará.
- b) Si  $f_{c,est} < 0,9 f_{ck}$ , el Director de la Obra podrá disponer que se proceda a realizar a costa del constructor, los ensayos de información previsto en 16.5.5, o las pruebas de carga prevista en el capítulo 18 y según lo que de ello resulte, decidirá si la obra se acepta, refuerza, o demuele.

En caso de haber optado por ensayos de información, si esto resulta desfavorable, el director de obra, podrá ordenar se realicen pruebas de carga, antes de decidir si la obra se acepta, refuerza o demuele.

#### Comentario

*Antes de decidir si procede aceptar, reforzar o demoler, el director de obra para estimar la disminución que se haya podido originar en la seguridad, podrá consultar con el proyectista y con organismos especializados y podrá tomar la decisión, incluso si es favorable, sin la realización de los ensayos previstos en 16.5.5.b.*

*En general, de una prueba de carga, no se puede deducir si el margen de seguridad de la estructura en servicio es o no suficiente, a no ser que la prueba se lleve hasta rotura (lo que puede hacerse por ejemplo, en el caso de elementos que se repiten). No obstante, la realización de una prueba de carga juiciosamente efectuada e interpretada, puede aportar datos útiles que contribuya a la toma de decisión final.*

#### 16.5.5 Ensayos de información

Estos ensayos son obligatorios en los casos previstos en 11.5, 11.8 y 16.5.4.4; o cuando así lo indique el Pliego de Especificaciones Técnicas. Su objeto es conocer la resistencia real del hormigón de un aparte determinada de la obra, a una cierta edad y/o tras un curado en condiciones análogas a aquellas en las que se encuentra 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, si no en unas condiciones que sean lo mas parecidas posibles a aquellas en las que se encuentra el hormigón cuya resistencia se busca.
- b) La rotura de probeta testigo extraída del hormigón endurecido, de acuerdo con el método previsto en las normas NB/UNE 7241 y NB/UNE 7242. este tipo de ensayo, solo podrá realizarse cuando dicha extracción pueda efectuarse sin afectar de modo sensible a la capacidad resistente de la obra.
- c) Como complemento de los anteriores, el empleo de métodos no destructivos confiables, debidamente correlacionados con aquellos que merezcan la aprobación del director de obra.

Para la valoración de la resistencia obtenida en los ensayos a), b) e c) deberá tenerse en cuenta que en pilares o en elementos análogos, hormigonados verticalmente, la resistencia puede tener una reducción hasta del 10 % respecto a la de cálculo, según se indica en 5.1.2.

**Comentario**

*La realización de estos ensayos tiene interés a veces, por ejemplo; para conocer la resistencia alcanzada por un hormigón que a sido afectada por la helada; para fijar el momento de desencofrado o descimbramiento de una pieza: para conocer la capacidad de carga de una zona determinada de la estructura; para decidir el momento de la apertura al tráfico de un pavimento, etc.*

*En general, los resultados de los ensayos del tipo a), suelen quedar de lado de la seguridad; ya que le pequeño tamaño de las probetas y, por tanto, su menor inercia en todos lo aspectos, actúa en sentido desfavorable y el hormigón de dichas probetas suele resistir algo menos que del elemento que representa.*

*Respecto a la extracción de probetas testigo, se llama la atención sobre el hecho de que para que sea representativa deben poseer unas dimensiones mínimas determinadas función del tamaño de los áridos. Por otra parte, debe tenerse en cuenta que puede dar resistencias inferiores a las obtenidas en probetas enmoldadas. Las dimensiones mínimas vienen establecidas en el método de ensayo descrito en la norma NB/UNE 7241.*

*Existen una gran variedad de ensayos no destructivos (acústicos, esclerométricos, etc.), muchos de los cuales se encuentra todavía en evolución por lo que se ha preferido no especificar ninguno de ellos de las prescripciones. El Director de la 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 delicada, de estos ensayos, este a cargo de personal especializado.*

*En cualquier caso, la precaución de realizar ensayos no destructivos sobre probetas de obra, en las fases de ensayo `previos, característicos o de control, permite establecer las correlaciones oportunas, entre los valores obtenidos en los ensayos destructivos y los no destructivo; lo que en caso de tener que recurrir a los ensayos de información, puede proporcionar datos de gran valor, especialmente al permitir en cualquier momento, extender el campo de observación a otros elementos distintos a aquellos de los cuales se ha n extraído las probetas.*

**16.6 Control de la calidad del acero****16.6.1 Generalidades**

De acuerdo con lo prescrito en 7.3, en función del valor adoptado para el coeficiente parcial de seguridad  $\gamma_s$ , se establecen los siguientes niveles para controlar la calidad del acero:

- reducido
- normal
- intenso

No podrán utilizarse en obra partidas de acero que no lleguen acompañadas del correspondiente certificado de garantía de sus características, según lo dispuesto en el Capítulo 4.

**Comentario**

*En relación con los ensayos prescritos, se recomienda adoptar el siguiente procedimiento:*

- *en caso de que sea posible clasificar los materiales del mismo diámetro, existentes en obra, en lotes, según las diferentes partidas suministradas, el ensayo de los materiales será aplicable al resto del material que constituye el lote del que se obtuvieron las probetas para efectuar dichos ensayos.*
- *si no es posible clasificar el material de la forma indicada, se considerara que todo el material de un mismo diámetro, constituye un solo lote.*

*El muestreo que se prescribe es débil, pero suficiente en la practica; pues aunque no constituye un ensayo real de recepción en cada obra, es evidente que tomadas todas ellas en conjunto, a de ser difícil que un material defectuoso no sea rápidamente detectado. Desde el punto de vista practico, el sistema adoptado se considera correcto para el fin que se persigue, que no es otro que dificultar el empleo de materiales sistemáticamente defectuosos.*

*No obstante, en el caso de desacuerdo sobre el resultado de los ensayos realizados, habrá que proceder a la realización de otros ensayos, sobre el número de muestras necesario para constituir la base estadística suficiente para una estimación eficaz de la calidad.*

**16.6.2 Control a nivel reducido**

Podrá utilizarse cuando se haya adoptado para  $\gamma_s$  el valor de 1,20 y es aplicable a las barras y mallas lisas y a las corrugadas cuando se emplean como lisas.

El valor del límite elástico considerado en el cálculo, será superior a 215 MPa.

El control consiste en comprobar cada diámetro y tipo de acero utilizado.

- su sección equivalente que ha de cumplir lo especificado en 4.1, se efectuaran dos (2) comprobaciones por cada partida.
- la no aparición de grietas o fisuras en los ganchos de anclaje.

### 16.6.3 Control a nivel normal

Se utilizara cuando se haya adoptado para  $\gamma_s$  el valor de 1,15.

Para realizar este tipo de control, se tomaran dos (2) probetas por cada diámetro y partida de 20 t o fracción, para sobre ellas:

- comprobar que la sección equivalente cumple lo especificado en 4.1.
- en el caso de barras corrugadas, comprobar que las características de sus resaltes quedan dentro de los límites admisibles, establecidos en los correspondientes certificados de homologación (véase 4.3).
- realizar después del enderezado, los ensayos de doblado simple a 180° y de doblado-desdoblado, según lo indicado en 4.2, 4.3 y 4.4 y comprobar que sus resultados son aceptables.
- determinar al menos en dos (2) ocasiones durante la ejecución de la obra y como mínimo en una probeta de cada diámetro utilizado, su límite elástico, carga de rotura y alargamiento en rotura. En el caso particular de mallas electrosoldadas, se realizan como mínimo, dos (2) ensayos en cada diámetro de malla longitudinal utilizados y dichos ensayos incluirán la determinación de la resistencia al arrancamiento del nudo soldado; lo que se hará de acuerdo con lo dispuesto en la norma NB/UNE 7432.
- en el caso de existir empalmes por soldadura, comprobar de acuerdo con lo especificado en 16.6.5, la aptitud para el soldeo en obra del acero utilizado.

### 16.6.4 Control a nivel intenso

Se utilizara cuando se haya adoptado para  $\gamma_s$  el valor 11.

Para realizar este tipo de control, se tomaran dos (2) probetas para cada diámetro y partida de 20 t fracción, para sobre ellas:

- comprobar que la sección equivalente cumple lo especificado en 4.1.
- en el caso de barras corrugadas, comprobar que las características de sus resaltes quedan dentro de los límites admisibles establecidos en el correspondiente certificado de homologación (véase 4.3).
- realizar después del enderezado, los ensayos de doblado simple a 180° y de doblado-desdoblado, según lo indicado en 4.2, 4.3 y 4.4 y comprobar que sus resultados son aceptables.
- realizar ensayos periódicos y sistemáticos para comprobar las características del material especificadas en 4.1. Estos ensayos deberán efectuarse no menos de tres (3) veces en el curso de ejecución de la obra y con un mínimo de una comprobación por cada 50 t. Para cada comprobación se tomaran al menos dos probetas de cada uno de los diámetros utilizados.
- en el caso de existir empalmes por soldadura, comprobar al menos dos (2) veces en el curso de la obra y sobre probeta de cada uno de los diámetros utilizados, la aptitud de las armaduras para el soldeo en obra, de acuerdo con lo especificado en 16.6.5.

### 16.6.5 Ensayo de aptitud para el soldeo en obra

Este ensayo se realizara para los diámetros máximos y mínimos de las barras que se vayan a utilizar.

Se tomaran seis (6) probetas de cada uno de los dichos diámetros, sometiéndose tres (3) al ensayo de tracción y las otras tres (3) al de doblado simple, procediéndose de la siguiente manera:

- a) Ensayo de tracción: de las tres (3) probetas tomadas para este ensayo, una se probará soldada y las otras dos (2) sin soldadura, determinándose su carga total de rotura. El valor obtenido para la probeta soldada, no será inferior en más de un 5 %, al obtenido en las otras dos (2) probetas, ni inferior tampoco a la carga de rotura garantizada.

De la comparación de los diagramas fuerza-alargamiento correspondientes, deberá resultar que para cualquier alargamiento, el valor de la fuerza correspondiente a la barra soldada, no sea inferior al 95 % del obtenido en el diagrama de la barra sin soldar que de menores alargamientos.

La base de medida del extensómetro, ha de ser como mínimo igual a tres (3) veces la longitud de la oliva.

- b) Ensayo de doblado simple: se realiza sobre tres (3) probetas soldadas, en la zona de afección del calor (H.A.Z.) sobre el mandril del diámetro indicado en 4.2, si se trata de barras lisas, o en la tabla 4.3, si son barras corrugadas.

### 16.6.6 Criterios para aceptación o rechazo de los aceros

El Director de Obra, a la vista de los resultados obtenidos en los ensayos a que se hayan sometido y según el nivel de control utilizado, para la aceptación o rechazo de los aceros deberá ajustarse a los siguientes criterios.

- a) Control a nivel reducido: comprobación de la sección equivalente: si las dos (2) comprobaciones realizadas resultan satisfactorias, la partida se aceptara y si las dos (2) resultan no satisfactorias, se rechazará. Si es uno (1) solo el resultado no satisfactorio, se comprobaran cuatro (4) nuevas muestras tomadas de la partida que se controla y si alguna de estas resulta no conforme, la partida será rechazada. En caso contrario, será aceptada.

Aparición de grietas y fisuras en los ganchos de anclaje: la aparición de grietas o fisuras en los ganchos de anclaje de cualquiera de las barras, obligara a rechazar la totalidad de la partida a la que la misma corresponda.

- b) Control a nivel normal o a nivel intenso: Comprobación de la sección equivalente: se seguirá el mismo criterio indicado para el caso de control a nivel reducido.

Características geométricas de los resaltos de las barras corrugadas: el que dichas características no queden dentro de los límites admisibles establecidos en el correspondiente certificado de homologación, será condición suficiente para rechazar la partida que se controla.

Ensayos de doblado simple y de doblado-desdoblado: si los resultados obtenidos en las dos (2) probetas ensayadas son satisfactorios, se ensayaran cuatro (4) nuevas probetas tomadas de la partida que se controla y si alguno de estos ensayos resulta no conforme, la partida será rechazada. En caso contrario se rechazara.



Ensayos para determinar el límite elástico, la carga de rotura y el alargamiento de rotura: mientras los resultados de los ensayos sean satisfactorios, se aceptaran las barras del diámetro correspondiente. Si se registra alguna falla, 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 20 t. Cada lote se controlara mediante ensayos sobre dos (2) probetas. Si los resultados de ambos ensayos son satisfactorios, el lote será aceptado. Si los dos (2) resultados fuesen no conformes, el lote se rechazara y si solamente fuese uno (1) de ellos no conforme, se efectuara 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 (2) resultados más bajos obtenidos, supera el valor garantizado y todos los resultados superan el 25 % de dicho valor. En caso contrario, el lote será rechazado.

Ensayo de soldeo en obra: en caso de registrarse algún fallo en este ensayo, se interrumpirán las operaciones de soldadura y se procederá a una revisión competente de todo el proceso.

#### **Comentario**

*Quando sea necesario ampliar el número de ensayos previstos, los nuevos ensayos deberán hacerse siempre sobre aceros que procedan de la misma partida que aquellos que dieron el resultado no satisfactorio. En caso de que esto no sea posible, el Director de obra decidirá que disposiciones deben adoptarse.*

*En el caso de que se registren algún fallo en los ensayos de control de una partida de acero que haya sido en parte ya colocada en obra, se estudiará la repercusión que tal fallo pueda tener en el comportamiento resistente de la estructura y en la disminución de la seguridad prevista. A la vista de lo que de este estudio resulte, el Director de obra adoptará la disección que estime oportuna.*

## **17 CONTROL DE LA EJECUCIÓN**

### **17.1 Generalidades**

El control de ejecución, tiene por objeto garantizar el cumplimiento de las prescripciones generales de la SECCIÓN CUATRO, de esta norma, mas las específicas contenidas en el Pliego de Especificaciones Técnicas.

Previo a la ejecución de un proyecto se deberá constatar que el mismo, ha merecido el SELLO DE CONFORMIDAD según lo prescrito en 15.5. La contravención a lo aquí dispuesto, constituye delito civil de quienes dirijan o construyan obras, las que además serán reputadas por ley. La denuncia respectiva podrá ser interpuesta por cualquier persona natural o jurídica y especialmente será de la competencia de la autoridad mencionada en 15.2.

Corresponde al Director de Obra, la responsabilidad de la realización del control de la ejecución, en el cual según 7.3, se adecuará necesariamente a nivel correspondiente, en función del valor aceptado para  $\gamma_f$  en el proyecto y los daños previsibles en el caso de accidente.

De acuerdo con 7.3, se considerarán los siguientes tres (3) niveles, para la realización del control de ejecución:

- reducido
- normal
- intenso

Independientemente del control que ejercite el Director de Obra, la autoridad mencionada en 15.2, podrá efectuar controles en la ejecución de obras, cuyo costo será cubierto por el constructor.

#### Comentario

*Un hormigón que, a la salida de la 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 esta confiado a la inspección 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 se detectaran los defectos que puedan presentarse, si no se ha considerado previamente la posibilidad de que esos efectos se presenten.*

*En este sentido, la norma establece tres (3) niveles en correspondencia con el coeficiente de mayoración adoptada para las solicitudes, que se pondrá en práctica estableciendo una sistemática de control, más o menos intensa y continuada. A título orientativo, se incluye en la tabla 17.1, en la que se detallan las principales operaciones que se deben controlar, de acuerdo con lo prescrito en esta norma y en el pliego de Especificaciones Técnicas.*

**Tabla 17.1 - Operaciones que son objeto de control durante la ejecución**

<b>Fase de control de la ejecución</b>	<b>Operaciones que se controlan</b>
<i>Previo al hormigonado</i>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Revisión de los planos de proyecto y de obra</li> <li>- Comprobación, en su caso, de hormigoneras, vibradoras, maquinaria de transporte, máquinas de hormigonado continuo, aparatos de medida, moldes para las probetas, equipos de laboratorio, medidas de seguridad, etc.</li> <li>- Replanteo</li> <li>- Andamiajes, cimbras, encofrados y moldes (comprobación de tolerancias en dimensiones, flechas y contra flechas, combas laterales, etc.)</li> <li>- Doblado, empalmes y colocación de las armaduras</li> <li>- Previsión de juntas de hormigonado</li> <li>- Previsión de hormigonado en función del tiempo (frío, caluroso o bajo lluvia).</li> <li>- Calidad y acopio de áridos, cemento, agua</li> <li>- Condiciones de seguridad para el personal</li> </ul>
<i>Durante el hormigonado</i>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Fabricación, transporte y colocación del hormigón</li> <li>- Compactación del hormigón</li> <li>- Juntas</li> <li>- Protección del hormigón ya colocado en función del tiempo (frío, calor, lluvia, viento)</li> <li>- Previsión y protección contra acciones mecánicas durante e inmediatamente después del hormigonado</li> </ul>
<i>Posterior al hormigonado</i>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Curado</li> <li>- Descimbramiento, desencofrado y desmoldeo</li> <li>- Tolerancias dimensionales en flechas y contra flechas, combas laterales, acabado de superficies, etc.</li> <li>- Transporte y colocación de elementos prefabricados</li> <li>- Previsión de acciones mecánicas</li> <li>- Reparación de defectos superficiales</li> </ul>

## 17.2 Control a nivel reducido

Corresponde a un valor del coeficiente de seguridad  $\gamma_f = 1,8$  (véase 7.3.1).

Se realiza mediante visitas de inspección de la obra, sin carácter periódico, durante las cuales se efectúan observaciones no sistemáticas de las operaciones a que se refieren las prescripciones enunciadas en 17.1.

### 17.3 Control a nivel normal

Corresponde a un valor del coeficiente de seguridad  $\gamma_f = 1,6$  (véase 7.3.1).

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 las operaciones a que se refieren las prescripciones de 17.1, con objeto de cubrir todas ellas, en dos o tres visitas.

### 17.4 Control a nivel intenso

Corresponde a un valor del coeficiente de seguridad  $\gamma_f \leq 1,8$  (véase 7.3.1).

Se realiza mediante frecuentes, periódicas y detalladas visitas de inspección de la obra la que contara con un profesional legalmente habilitado, con registro en el Consejo Nacional de Ingeniería (C.N.I.) y cuya actuación será permanente en la misma, realizando comprobaciones continuadas y sistemáticas de la totalidad de las operaciones a que se refieren las prescripciones de 17.1.

#### Comentario

*Se tendrá en cuenta que la tabla 17.1, únicamente tiene carácter orientativo y que especialmente se han de cumplir las prescripciones contenidas tanto en la SECCION CUATRO, como en el pliego de Especificaciones Técnicas de la Obra.*

### 17.5 Información sobre la ejecución

Durante la ejecución de la obra, se debe llevar al día un diario en el que se registren para las obras importantes, las indicaciones siguientes:

- medida de la temperatura ambiente
- fechas de hormigonado y desencofrado
- recepción de materiales y componentes
- resultado de ensayos y medidas
- composición del hormigonado utilizado (tipos de cemento y de áridos)
- observaciones sobre la colocación de las armaduras
- temperatura del hormigón (en el caso de hormigonado en tiempo frío o caluroso)
- instrucciones importantes recibidas
- descripción de incidentes

### 17.6 Rotulo o cartel de certificación publica

Es obligatorio que toda construcción u obra clasificada en los grupos 3 y 4 mencionados en 15.1, exhiba en forma publica, un rotulo o cartel, con las características que se expresan en los comentarios, a fin de testimoniar que dicha obra se construye en forma legal y en concordancia con lo estipulado en la presente norma.

El incumplimiento de la presente disposición será sancionado, si fuere necesario con el apoyo y participación de fuerza publica, con una o más de las siguientes penalidades, según la gravedad del caso:

- a) Multa equivalente al doble del valor de la tasa de servicio vigente, mencionado en 15.5, en beneficio de la Sociedad de Ingenieros de Bolivia (S.I.B.), que será pagada por el propietario o promotor de la obra.
- b) Paralización de trabajos, hasta la regularización del procedimiento y simultáneamente, pago de la multa señalada en el inciso anterior.
- c) Demolición de las obras y pago de la multa mencionada en a).

**Comentario**

El rotulo o cartel de certificación, tendrá como mínimo 1,50 m de ancho por 0,70 m de alto, sobre fondo blanco, letras de color negro de 5 cm de alto como mínimo, con el siguiente formato:

<b>ESTRUCTURA DE HORMIGON ARMADO</b>	
Ing. Proyectista .....	R.P. N° .....
Ing. Director de Obra .....	R.P. N° .....
Ing. Fiscal .....	R.P. N° .....
SELLO DE CONFORMIDAD N° ..... Fecha .....	
SOCIEDAD DE INGENIEROS DE BOLIVIA (Departamental.....)	

**18 PRUEBA DE LA OBRA****18.1 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 Especificaciones Técnicas 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 realizan pruebas de carga de la obra en los casos previstos en 18.2, debiendo respetarse en tales pruebas las disposiciones contenidas en 18.3 y 18.4.

**Comentario**

*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 diversos variables, lo suficientemente complejas 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.*

**18.2 Realización de las pruebas de carga**

Salvo indicación en contrario de la reglamentación específica de un tipo de estructura, o del Pliego de Especificaciones Técnicas, no será necesario someter a pruebas de carga las obras proyectadas y construidas con arreglo al presente código, 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 medición utilizables
- puntos o zonas donde debe medirse
- condiciones de carga o descarga

Si el Pliego de Especificaciones Técnicas no impone la realización de pruebas de carga, pero se está en el caso del párrafo b) de 16.5.4.4, será el Director de Obra de acuerdo con el Autor del Proyecto, quien establezca los puntos antedichos.

### 18.3 Forma de realizar las pruebas de carga

Como norma general, no se realizarán pruebas de carga antes de que el hormigón haya alcanzado por lo menos una resistencia igual a la considerada en el cálculo. Se exceptúan los casos especificados en 16.5.4.4.

La carga de prueba no deberá exceder en ningún caso de la carga característica considerada en el cálculo.

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

Si la prueba se realiza con cargas móviles éstas deberán aplicarse a una velocidad lo más parecida a la prevista para las cargas reales de utilización de la obra. Por otra parte, salvo expresa indicación en contrario del Pliego de Especificaciones Técnicas, se admitirá siempre sustituir los esfuerzos dinámicos previstos en el cálculo, por la carga estática equivalente.

Los aparatos de medición 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.

#### Comentario

*En general y salvo en los casos que se exceptúan en las prescripciones, para definir el momento en que pueda realizarse las pruebas se recurrirá a ensayos de información (véase 16.5.5) con objeto de comprobar que la resistencia del hormigón en el momento elegido no es inferior a la de proyecto.*

*El modo de aplicación de la carga, 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 (4) partes por lo menos. Desde que finaliza la aplicación de una 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 15 min de duración como mínimo. Una vez completada la carga total se dejarán pasar unas horas antes de retirarlas observándose cualquier defecto o fisura que pudiese aparecer.*

*Especialmente se llama la atención sobre posible efecto perturbador de la temperatura y en particular del soleamiento sobre los aparatos y dispositivos de medida. Tales causas pueden provocar igualmente vibraciones de deformaciones en los elementos de la obra que se ensaya.*

### 18.4 Interpretación de los resultados

El resultado de la prueba se considera satisfactorio si se cumplen las tres (3) condiciones siguientes:

- a) En el transcurso del ensayo, no se producen fisuras que no correspondan a los previstos 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.

#### Comentario

*Como norma general tras el primer ciclo de carga y 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 solemiento y cuantos detalles pueda 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 del personal especializado en esta clase de trabajo.*

## Anexo 1

### Glosario

#### **Ábaco**

Zona de una placa alrededor de un pilar, o de su capitel, que se resalta (véase 9.4.5.2)

#### **Acción**

Toda causa capaz de producir efectos tensionales en una estructura o elemento.

#### **Adición**

Material, constituido generalmente por partículas finas, que se agrega al hormigón, en cantidades importantes (a diferencia de lo que ocurre con los aditivos) para modificar favorablemente alguna de sus propiedades o conseguir ciertas características especiales.

#### **Aditivo**

Material activo que se agrega al hormigón, en cantidades muy pequeñas, con el objeto de modificar alguna de sus propiedades mediante una acción física, química, o de ambos tipos.

#### **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 la base que no incluye la sección de rotura ni las zonas afectadas por una posible estricción.

#### **Amasada**

Porción de masa hecha con áridos, cemento u otros materiales análogos, mezclados con agua. Conjunto de operaciones realizadas para obtener una masa. Cantidad de masa que se mezcla de una vez (véase unidad de producto).

#### **Ancho eficaz de vigas T**

Se refiere al ancho de la cabeza superior de compresión, que debe tenerse en cuenta para el cálculo como viga (véase 9.1.2).

#### **Arena o árido fino**

Es el árido, o fracción del mismo, que pasa por el tamiz de 5 mm de abertura de malla (tamiz 5 NB/UNE 7050).

**Árido**

Véase “árido total “

**Árido fino**

Véase “arena”

**Árido grueso**

Véase “grava”

**Árido total**

El que, de por si o por mezcla, posee las proporciones de arena y grava adecuadas para fabricar el hormigón necesario en el caso particular que se considere.

**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, o cuando los espesores de recubrimiento, son mayores de 4 cm (véase 9.1.6.3 y 12.5.3 y sus comentarios).

**Banda**

En una placa, cada una de las franjas ideales, paralelas a la dirección del vano que se considera, en que se supone dividido el recuadro de distribución de esfuerzos (véase 9.4.5.2).

**Banda central**

La que comprende la mitad central de recuadro (véase 9.4.5.2).

**Banda de pilares**

La formada por dos (2) bandas laterales, contiguas, situadas a ambos lados de la línea que une los centros de una fila de pilares (véase 9.4.5.2)

**Banda exterior**

Banda lateral de un recuadro exterior (o fila de recuadros) situada sobre la fila de pilares exteriores (véase 9.4.5.2)

**Banda lateral**

La situada lateralmente en el recuadro (o fila de recuadros), de ancho igual a  $\frac{1}{4}$  de la luz del vano perpendicular a la banda (véase 9.4.5.2)

**Barra**

Cada uno de los redondos que constituye la armadura en el hormigón armado. Producto de sección maciza que se suministra solamente en forma de elementos rectilíneos.



**Barra corrugada**

Barra de acero, generalmente de alto límite elástico, que, en lugar de presentar la superficie cilíndrica lisa característica de las barras lisas, ofrece unos resaltos o salientes transversales, con el fin de aumentar su adherencia con el hormigón (véase 4.3)

**Barra lisa**

Barra de acero cuya superficie es lisa, sin presentar los salientes de resaltos propios de las barras corrugadas.

**Canto útil**

En una sección, distancia entre el centro de gravedad de la armadura de tracción o menos comprimida, y el borde más comprimido de la sección.

**Capacidad mecánica**

En una barra de acero o una sección de hormigón, producto de la sección por la resistencia de cálculo del material, en tracción o en compresión. En una armadura, la suma de las capacidades mecánicas de las barras que la componen.

**Capitel**

Ensanchamiento del extremo superior de un pilar, que sirve de unión entre éste y la placa (véase 9.4.5.2)

**Carga muerta**

Carga inerte que gravita de un modo continuo sobre el elemento o pieza que se calcula, con exclusión del peso propio del elemento en cuestión.

**Carga permanente**

Conjunto de cargas, constantes en posición y magnitud, que actúan siempre sobre una estructura; es decir, suma del peso propio y la carga muerta.

**Coefficiente de forma de un árido ( $\alpha$ )**

Es el obtenido a partir de un conjunto de "n" granos representativos del árido de que se trate, a partir de la expresión:

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

donde:

$\alpha$  = coeficiente de forma

$V_1$  = volumen de cada grano

$d_1$  = la mayor dimensión de cada grano, es decir, la distancia entre los dos (2) planos paralelos y tangentes a ese grano, que estén más alejados entre sí, de entre todos los que sea posible trazar

**Coefficiente de mayoración**

Coefficiente de seguridad parcial relativo a las acciones, multiplicador de los valores característicos de las mismas.

**Coefficiente de minoración**

Coefficiente de seguridad parcial relativo al material, divisor del valor característico de su resistencia.

**Coefficiente de variación de  $f_c$** 

Cociente entre la desviación normal y la media aritmética de los resultados de un número finito de ensayos de resistencia realizados. Se expresa como número decimal (véase 5.1.1)

**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 frecuencias en una determinada proporción dada por un número que se denomina "orden de cuantil".

**Diafragma**

Tabique que se coloca dividiendo una sección en cajón, para darle mayor rigidez torsional. Estructuras planas horizontales, en las que una de las funciones principales es asegurar la transmisión de fuerzas laterales a los elementos verticales (muros de contraviento o pórticos).

**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 equivalente de una barra corrugada**

Diámetro del círculo cuya área es igual a la sección equivalente (véase 4.1).

**Diámetro nominal de una barra corrugada**

Se entiende por diámetro nominal de una barra corrugada, el número convencional que define el círculo, respecto al cual se establecen las tolerancias (véase 4.1).

**Esbeltez geométrica**

Es una pieza dada, cociente que resulta al dividir su longitud por la menor dimensión de su sección transversal recta.

**Esbeltez mecánica**

En una pieza dada, cociente que resulta al dividir su longitud por el radio de giro mínimo de su sección transversal recta.

**Escalón de cedencia**

Zona en el gráfico tensión-deformación del acero, en la que tiene lugar un aumento de deformación sin aumento de carga.

**Estado 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**

Aquel que corresponde al colapso total o parcial de la estructura.

**Estado límite de utilización (o de servicio)**

Aquel que viene definido por los requisitos funcionales y de durabilidad que deba cumplir la obra en servicio.

**Estructura intraslacional**

Aquella cuyos nudos, bajo las solicitaciones de cálculo, presentan corrimientos transversales, cuyos efectos pueden ser despreciados, desde el punto de vista de la estabilidad del conjunto (véase 8.3.1.2).

**Estructura traslacional**

Aquella cuyos nudos, bajo las solicitaciones de cálculo, presentan corrimientos transversales, cuyos efectos no pueden ser despreciados, desde el punto de vista de la estabilidad del conjunto (véase 8.3.1.2).

**Fluencia**

Aumento, con el tiempo, de las deformaciones relativas, bajo tensiones permanentes.

**Forjado**

Elemento estructural, generalmente horizontal, que recibe directamente las cargas y las transmite a los restantes elementos de la estructura. Adicionalmente el forjado materializa la

separación entre plantas consecutivas y desempeña otras funciones como aislamiento entre plantas y soporte de acabados.

**Grava o árido grueso**

Árido, o fracción del mismo que resulta retenido por el tamiz de 5 mm de abertura de malla (tamiz 5 NB/UNE 7050).

**Hormigón endurecido**

Hormigón cuyo endurecimiento ha concluido o está en curso y que no puede ya ser puesto en obra.

**Hormigón fresco**

Hormigón, una vez amasado, mientras todavía puede ser puesto en obra.

**Hormigón joven**

Véase “hormigón fresco”

**Hormigón ligero**

Hormigón cuya masa específica es inferior a 2 000 kg/m<sup>3</sup>.

**Hormigón normal**

Hormigón cuya masa específica es superior a 2 000 kg/m<sup>3</sup>, pero no mayor de 2 800 kg/m<sup>3</sup>.

**Hormigón pesado**

Hormigón cuya masa específica es superior a 2 800 kg/m<sup>3</sup>.

**Limite elástico aparente**

En los aceros que al ensayarlos a tracción presentan un escalón de cadencia bien definido, tensión para la cual se inicia dicho escalón.

**Limite elástico convencional**

Mínima tensión capaz de producir en un acero una deformación remanente del 0,2 %.

**Longitud de pandeo**

Distancia entre puntos de inflexión de la deformada (véase 8.3.1.2)

**Luz**

En sentido general, distancia horizontal entre los apoyos de un arco, viga, etc. Para el caso de placas continuas sobre apoyos aislados (véase su definición en 9.4.5.2).

**Malla electrosoldada**

Es el producto formado por dos sistemas de elementos (barras o alambres) que se cruzan entre sí perpendicularmente y cuyos puntos de contacto están unidos mediante soldadura eléctrica por un proceso de producción en serie en instalación fija.

**Masa específica**

Masa de la unidad de volumen de un cuerpo. Se expresa en  $\text{kg/m}^3$

**Ménsula corta**

Aquella, cuya distancia "a", entre la línea de acción de la carga vertical principal y la sección adyacente al pilar, es menor o igual que el canto útil, "d", en dicha sección (véase 9.1.5)

**Mezcla**

Acción y efecto de mezclar o mezclarse mortero, hormigón, argamasa.

**Modulo de deformación longitudinal del hormigón**

Cociente entre la tensión aplicada y la deformación elástica correspondiente (véase 5.1.6).

**NB/UNE**

Norma Boliviana N°...., en estudio, equivalente a la norma española UNE....

**Oliva**

Regruessamiento de una barra empalmada por soldadura, ocasionado por el material de aportación en la zona soldada.

**Peso propio**

Peso del elemento resistente que se calcula, con exclusión de las cargas propias que actúan sobre él.

**Placa aligerada**

La que lleva nervios de rigidización en dos (2) o más direcciones, constituyendo, en el último caso, una retícula. A estas últimas se las denomina también placas aligeradas reticulares.

**Placa aligerada nervada**

La que posee nervios paralelos y en una sola dirección.

**Pórtico virtual**

Elemento ideal que se adopta para el cálculo de las placas, según una dirección dada (véase 9.4.5.2)

**Recuadro**

Zona rectangular de una placa, limitada por las líneas que unen los centros de cuatro (4) soportes contiguos (véase 9.4.5.2)

**Recuadro exterior**

El que, en la dirección considerada, queda situado entre los recuadros.

**Recuadro interior**

El que, en la dirección considerada, queda situado entre dos (2) recuadros.

**Recubrimiento**

Mínima distancia libre entre cualquier punto de la superficie lateral de una barra y el paramento más próximo de la pieza.

**Resistencia de cálculo**

Valor que resulta de dividir la resistencia característica de un material, por el correspondiente coeficiente de minoración.

**Resistencia característica del hormigón**

Valor que corresponde al cuantil del 5 % en la curva de distribución de resistencia, a compresión, del hormigón colocado en obra.

**Resistencia característica estimada del hormigón**

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 (véase 5.1.1)

**Resistencia característica real de obra del hormigón**

Valor que corresponde al cuantil del 5 % en la distribución de resistencias a compresión, del hormigón colocado en obra.

**Resistencia especificada del hormigón**

Valor que se adopta en el proyecto para la resistencia a compresión, como base de los cálculos, asociado en esta norma a un nivel de confianza del 95 %. Se denomina también resistencia de proyecto (véase 5.1.1)

**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”

**Retracción**

Acortamiento del hormigón no sometido a cargas, en el curso de su endurecimiento.

**Sección equivalente de una barra corrugada**

Cociente, expresado en  $\text{cm}^2$ , entre su peso, en g y 7,86 veces su longitud, en cm (véase 4.1).

**Sección nominal de una barra corrugada**

Sección transversal resistente de la barra (véase 4.1)

**Sección convexa**

Aquella en que la tangente en cualquier punto de su contorno exterior, deja toda la sección a un mismo lado (véase comentarios a 8.2.6).

**Sección útil**

Área que corresponde al canto útil.

**Semivigueta**

Elemento prefabricado semirresistente, es decir, proyectado para resistir, en colaboración con el hormigón que se vierte in situ y a veces, con piezas resistentes de entrevigado, la totalidad de las cargas del forjado (véase comentarios a 9.9.10.4.1).

**Sobrecarga característica**

Sobrecarga máxima previsible, no excepcional, durante la vida de la estructura.

**Solicitación**

Conjunto de esfuerzos (axil, tangencial, de flexión y de torsión) que actúan sobre las caras de una rebanada de un elemento estructural.

**Solicitación de agotamiento**

En una sección dada, la que sería capaz de producir un fallo resistente total, instantáneo o diferido, en el supuesto de que los materiales del elemento considerado tuviesen, como resistencias reales, las resistencias minoradas.

**Tamaño máximo del árido**

Luz de malla del tamiz por el que pasa al menos el 90 %, en peso, del árido grueso.

**Traslapo**

Disposición de empalme de dos (2) barras yuxtaponiéndolas paralelas en una cierta longitud, para transmitir los esfuerzos mediante la adherencia de ambas con el hormigón que las envuelve.

**Unidad de producto**

Cantidad de hormigón fabricado de una sola vez, es decir, la amasada. En la presente norma se utiliza la palabra “amasada” como sinónimo de “unidad de producto” y se presupone total homogeneidad del hormigón componente de cada unidad de producto.

**Valor característico de las acciones**

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 6.2)

**Valor ponderado de las acciones**

El que resulta de multiplicar el valor característico de las acciones, por un coeficiente de ponderación  $\gamma_f$  (véase 7.3).

**Viga de gran canto**

Viga recta, 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 (véase 9.1.4)

**Viga pared**

Véase “viga de gran canto”

**Viga plana**

Aquella en la cual el ancho “ $b$ ”, con relación al canto total “ $h$ ”, está comprendida entre “ $h$ ” y “ $5 h$ ” (véase 9.1.6.4)

**Vigueta**

Elemento prefabricado, autorresistente, es decir, capaz de resistir por sí solo, en dirección del vano del forjado, la totalidad de las cargas que reciba.



## Anexo 2

### Notación

El sistema de notación descrito en este Anexo, ha sido objeto de un acuerdo internacional entre el C.E.B., la F.I.P., y el A.C.I. y está de acuerdo con las notaciones normalizadas establecidas por la ISO, para las estructuras.

Solo se incluyen aquí los símbolos más frecuentes utilizados en la norma.

#### Mayúsculas romanas:

$A$	=	Área
$A_c$	=	Área de la sección del hormigón
$A_{ct}$	=	Área de la zona de la sección del hormigón sometida a tracción
$A_{s,h}$	=	Área de la sección de la armadura horizontal de alma, vigas pared (simplificación $A_h$ )
$A_s$	=	Área de la sección de la armadura en tracción (simplificación: $A$ )
$A'_s$	=	Área de la sección de la armadura en compresión (simplificación: $A'$ )
$A_{s1}$	=	Área de la sección de la armadura en tracción o menos comprimida (simplificación: $A_2$ )
$A_{s2}$	=	Área de la sección de la armadura en compresión o más comprimida (simplificación: $A$ )
$A_{s,nec}$	=	Área de la sección necesaria de acero
$A_{s,real}$	=	Área de la sección real del acero
$A_{s,t}$	=	Área de la sección de armadura transversal (simplificación: $A_t$ )
$E$	=	Módulo de deformación
$E_c$	=	Módulo de deformación del hormigón
$E_i$	=	Módulo instantáneo de deformación longitudinal secante del hormigón, a la edad de "j" días
$E_{o1}$	=	Módulo de deformación inicial del hormigón, a la edad de "j" días
$E_s$	=	Módulo de elasticidad del acero
$F$	=	Acción
$F_d$	=	Valor de cálculo de una acción
$F_{eo}$	=	Valor de acción sísmica
$F_k$	=	Valor característico de una acción
$F_m$	=	Valor medio de una acción
$G$	=	Acción permanente, carga permanente. Módulo de elasticidad transversal
$G_k$	=	Valor característico de la carga permanente
$I$	=	Momento de inercia
$J_c$	=	Momento polar de inercia
$K$	=	Cualquier coeficiente con dimensiones
$L$	=	Longitud
$M$	=	Momento flector
$M_d$	=	Momento flector de cálculo
$M_f$	=	$M_f$ = Momento de fisuración del hormigón (en flexión simple)
$M_u$	=	Momento flector último
$N$	=	Esfuerzo normal
$N_d$	=	Esfuerzo normal de cálculo
$N_u$	=	Esfuerzo normal último
$Q$	=	Carga variable
$Q_k$	=	Valor característico de $Q$
$R$	=	Resistencia de la estructura
$R_d$	=	Valor de cálculo de la resistencia de la estructura
$S$	=	Solicitación. Momento de primer orden de un área
$S_d$	=	Valor de cálculo de la solicitación

T	=	Momento torsor. Temperatura
$T_d$	=	Momento torsor de cálculo
$T_u$	=	Momento torsor último
$U_c$	=	Capacidad mecánica del hormigón
$U_s$	=	Capacidad mecánica del acero (Simplificación: U)
V	=	Esfuerzo cortante. Volumen
$V_{cu}$	=	Contribución del hormigón, a esfuerzo cortante, en estado último
$V_d$	=	Esfuerzo cortante de cálculo
$V_{su}$	=	Contribución del acero, a esfuerzo cortante en el estado limite último
$V_u$	=	Esfuerzo cortante último
$W_u$	=	Carga de viento. 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. Flecha
b	=	Ancho de una sección
$b_e$	=	Ancho eficaz de la cabeza de una sección en T
$b_w$	=	Ancho del alma o nervio de una sección en T
$b'_w$	=	Ancho ficticio.
c	=	Dimensión, distancia, canto o ancho de la pieza (h ó b) de acuerdo a la dirección de pandeo.
d	=	Altura (canto) útil. Diámetro
d'	=	Distancia de la fibra más comprimida del hormigón, al centro de gravedad de la armadura de compresión
e	=	Excentricidad. Espesor ficticio
f	=	Resistencia. Flecha
$f_c$	=	Resistencia del hormigón, a compresión
$f_{cd}$	=	Resistencia de cálculo del hormigón, a compresión
$f_{c,est}$	=	Resistencia característica, estimada, del hormigón (simplificación: $f_{est}$ )
$f_{c,j}$	=	Resistencia del hormigón a compresión, a los "j" días de edad.
$f_{ck}$	=	Resistencia (característica) de proyecto o especificada, del hormigón, a compresión
$f_{cm}$	=	Resistencia media del hormigón, a compresión
$f_{c,real}$	=	Resistencia característica, real, del hormigón a compresión
$f_{c,t}$	=	Resistencia del hormigón a tracción
$f_{ct,d}$	=	Resistencia de cálculo del hormigón, a tracción
$f_{ct,k}$	=	Resistencia característica del hormigón a tracción
$f_{cv}$	=	Resistencia virtual de cálculo del hormigón, a esfuerzo cortante
$f_j$	=	Resistencia característica, a compresión, del hormigón a "j" días de edad
$f_{0,2}$	=	Limite elástico convencional, a 0,2 %, de un acero deformado en frío
$f_s$	=	Carga unitaria de rotura del acero
$f_{td}$	=	Resistencia de cálculo, en tracción, del acero de los cercos o estribos
$f_v$	=	Limite elástico aparente de un acero natural. Limite elástico convencional a 0,2 %, de un acero deformado en frío. A este último también se le llama $f_{0,2}$ .
$f_{yd}$	=	Resistencia de cálculo del acero
$f_{yk}$	=	Resistencia característica del acero
g	=	Carga permanente repartida. Aceleración debida a la gravedad
h	=	Canto total o diámetro de una sección. Espesor. Horas
$h_f$	=	Espesor de la placa de una sección en T
i	=	Radio de giro
j	=	Número de días
k	=	Cualquier coeficiente con dimensiones
ℓ	=	Longitud. Luz

$l_b$	= Longitud de anclaje
$l_e$	= Longitud de pandeo
$l_o$	= Distancia entre puntos de momento nulo
$m$	= Momento flector, por unidad de longitud o de ancho
$n$	= Número de objetos considerados. Coeficiente de equivalencia
$q$	= Carga variable repartida
$r$	= Radio. Recubrimiento
$r_h$	= Recubrimiento horizontal
$r_v$	= Recubrimiento vertical
$s$	= Espaciamiento. Desviación típica
$s_h$	= Separación entre planos de armaduras horizontales
$s_t$	= Separación entre planos de armaduras transversales
$t$	= Tiempo. Edad teórica
$u$	= Perímetro
$w$	= Ancho de fisura
$x$	= Coordenada. Profundidad del eje neutro
$y$	= Coordenada. Profundidad del diagrama rectangular de tensiones
$z$	= Coordenada. Brazo de palanca

### Minúsculas griegas:

Alfa $\alpha$	= Angulo. Coeficiente adimensional
Beta $\beta$	= Angulo. Coeficiente adimensional
Gamma $\gamma$	= Coeficiente de ponderación o seguridad. Masa específica
$\gamma_m$	= Coeficiente de seguridad o minoración, de la resistencia de los materiales
$\gamma_c$	= Coeficiente de seguridad o minoración, de la resistencia del hormigón
$\gamma_f$	= Coeficiente de seguridad o ponderación, de las acciones o sollicitaciones
$\gamma_{fg}$ (ó $\gamma_g$ )	= Coeficiente de ponderación de la carga permanente
$\gamma_{fq}$ (ó $\gamma_{fq}$ )	= Coeficiente de ponderación de la carga variable
$\gamma_{fw}$ (ó $\gamma_w$ )	= Coeficiente de ponderación de la carga de viento
$\gamma_n$	= Coeficiente de seguridad o ponderación, complementario, de las acciones o sollicitaciones
$\gamma_r$	= Coeficiente de seguridad a la fisuración
$\gamma_s$	= Coeficiente de seguridad o minoración, del límite elástico del acero
Delta $\delta$	= Coeficiente de variación
Epsilon $\epsilon_c$	= 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 (simplificación: $\epsilon_1$ )
$\epsilon_{s2}$	= Deformación relativa de la armadura más comprimida o menos traccionada (simplificación: $\epsilon_2$ )
$\epsilon_u$	= 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. Esbeltez mecánica
Mu $\mu$	= Momento flector reducido o relativo. Coeficiente de rozamiento

$\nu$	=	Esfuerzo normal reducido o relativo. Coeficiente de Poisson
$\xi$	=	Coeficiente sin dimensiones
$\rho$	=	Cuantía geométrica = $A_s/A_c$
$\sigma$	=	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 (simplificación: $\sigma_1$ )
$\sigma_{s2}$	=	Tensión de la armadura más comprimida o menos traccionada (simplificación: $\sigma_2$ )
$\sigma_I$	=	Tensión principal de tracción
$\sigma_{II}$	=	Tensión principal de compresión
$\tau$	=	Tensión tangente
$\tau_a$	=	Tensión aparente
$\tau_b$	=	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 la tensión tangente del alma
$\tau_{wu}$	=	Valor último de la tensión tangente del alma
$\phi$	=	Coeficiente adimensional
$\phi_t$	=	Coeficiente de evolución de la fluencia en un tiempo "t"
$\psi$	=	Coeficiente adimensional
$\omega$	=	Cuantía mecánica: $(A_s \cdot f_{yd}) / (A_c \cdot f_{cd})$

### SIMBOLOS MATEMATICOS Y ESPECIALES:

$\Sigma$	=	Sumatoria
$\Delta$	=	Diferencia. Incremento
$\emptyset$	=	Diámetro
$\geq$	=	Mayor o igual que
$>$	=	Mayor que
$\leq$	=	Menor o igual que
$<$	=	Menor que

**CBH 87:  
1987**

**IBNORCA: Instituto Boliviano de Normalización y Calidad**

IBNORCA creado por Decreto Supremo N° 23489 de fecha 1993-04-29 y ratificado como parte componente del Sistema Boliviano de la Calidad (SNMAC) por Decreto Supremo N° 24498 de fecha 1997-02-17, es la Organización Nacional de Normalización responsable del estudio y la elaboración de Normas Bolivianas.

Representa a Bolivia ante los organismos Subregionales, Regionales e Internacionales de Normalización, siendo actualmente miembro activo del Comité Andino de Normalización CAN, de la Asociación MERCOSUR de Normalización AMN, miembro pleno de la Comisión Panamericana de Normas Técnicas COPANT, miembro de la Internacional Electrotechnical Comisión IEC y miembro correspondiente de la International Organization for Standardization ISO.

**Revisión**

Esta norma está sujeta a ser revisada permanentemente con el objeto de que responda en todo momento a las necesidades y exigencias actuales.

**Características de aplicación de Normas Bolivianas**

Como las normas técnicas se constituyen en instrumentos de ordenamiento tecnológico, orientadas a aplicar criterios de calidad, su utilización es un compromiso concienzudo y de responsabilidad del sector productivo y de exigencia del sector consumidor.

**Información sobre Normas Técnicas**

IBNORCA, cuenta con un Centro de Información y Documentación que pone a disposición de los interesados Normas Internacionales, Regionales, Nacionales y de otros países.

**Derecho de Propiedad**

IBNORCA tiene derecho de propiedad de todas sus publicaciones, en consecuencia la reproducción total o parcial de las Normas Bolivianas está completamente prohibida.