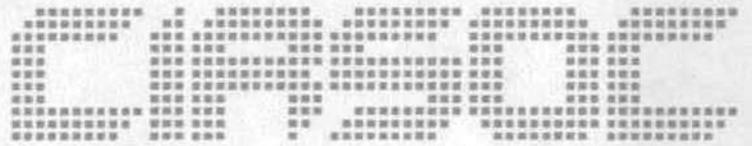
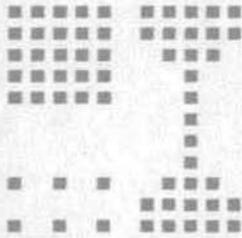


INTI
Instituto Nacional
de Tecnología Industrial

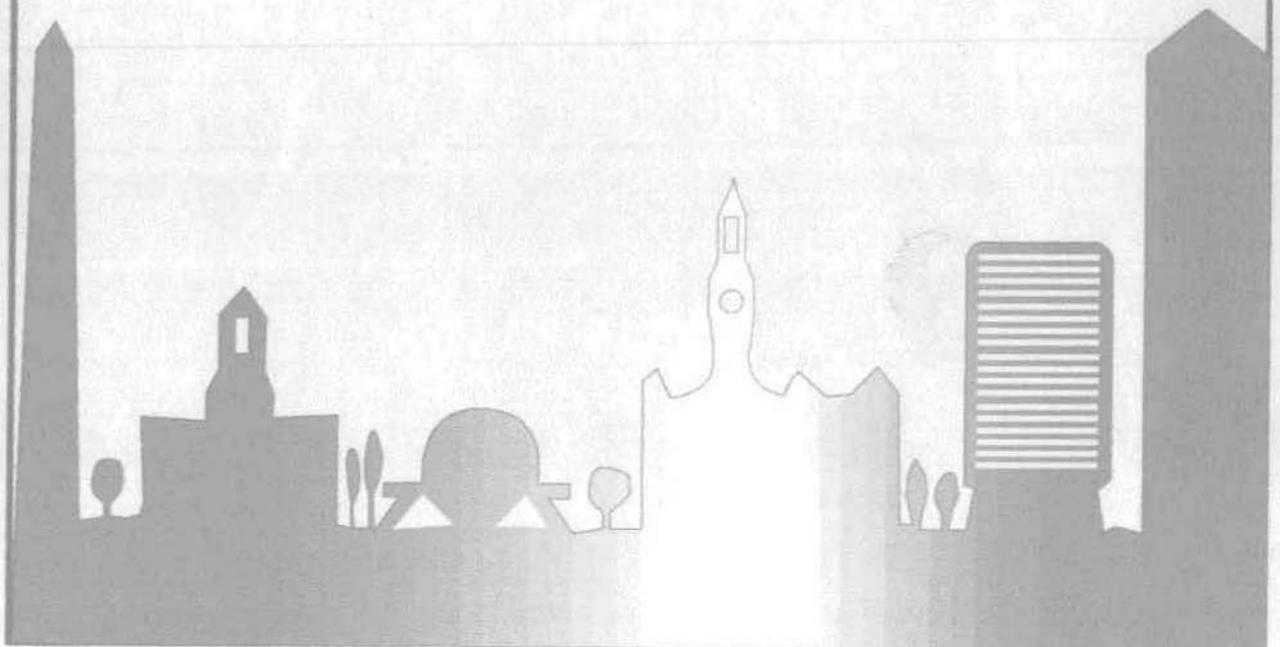
Reglamento CIRSOC 201 M



Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de
Seguridad para las Obras Civiles del Sistema INTI

Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado para OBRAS PRIVADAS MUNICIPALES

Agosto 1996



C I R S O C

Balcarce 186 1º piso – Of. 138
(C1064AAD) Buenos Aires – República Argentina
TELEFAX: (54 11) 4349-8520 / 43498524

E-mail: cirsoc@mecon.gov.ar
cirsoc@inti.gov.ar

INTERNET: www.construir.com/cirsoc
www.inti.gov.ar/cirsoc

Primer Director Técnico (⚡ 1980): Ing. Luis María Machado

Directora Técnica: Inga. Marta S. Parmigiani

Area Acciones: Inga. Alicia M. Aragno

Area Administración, Finanzas y Promoción: Mónica B. Krotz

Area Venta de Publicaciones: Carmelo J. Caniza

© 2001

Editado por INTI

INTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGIA INDUSTRIAL

Av. Leandro N. Alem 1067 – 7º piso – Buenos Aires. Tel. 4313-3013

Queda hecho el depósito que fija la ley 11.723. Todos los derechos, reservados. Prohibida la reproducción parcial o total sin autorización escrita del editor. Impreso en Argentina.
Printed in Argentina.

C I R S O C (2001)

ORGANISMO PROMOTORES

Secretaría de obras Públicas de la Nación
Subsecretaría de Vivienda de la Nación
Instituto Nacional de Tecnología Industrial
Instituto de Prevención Sísmica
Cámara Argentina de la Construcción
Centro Argentino de Ingenieros
Consejo Profesional de Ingeniería Civil
Asociación de Fabricantes de Cemento Portland
Techint
Comercial del Plata Construcciones (CPC)
Dirección Nacional de Vialidad
Acindar
Instituto Argentino de Siderurgia
Instituto Argentino de Normalización
Asociación Argentina de Hormigón Pretensado e Industrializado
Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón
Asociación de Ingenieros Estructurales
Consejo Interprovincial de Ministros de Obras Públicas
Gobierno de la Ciudad de Buenos Aires
Asociación Argentina de Hormigón Elaborado
Cámara Argentina de Empresas de Fundaciones de Ingeniería Civil
Victorio Américo Gualtieri
Cámara Argentina de la Cerámica Roja
Vialidad de la Provincia de Buenos Aires

MIEMBROS ADHERENTES

Telefónica de Argentina
Ministerio de Economía, Obras y Servicios Públicos de la Provincia del Neuquén
Transportadora Gas del Sur
Sociedad Central de Arquitectos
Municipalidad de la Ciudad de Godoy Cruz – Mendoza
Sociedad Argentina de Ingeniería Geotécnica

**ASESORES QUE INTERVINIERON EN LA
REDACCION DEL**

REGLAMENTO CIRSOC 201 – M
*“Proyecto, Cálculo y Ejecución de
Estructuras de Hormigón Armado y
Pretensado para Obras Privadas
Municipales”*

Capítulos 1 a 14

Ing. Alberto Giovambattista

Ing. Héctor Bunge

Ing. Juan Carlos Galuppo

Capítulos 15 a 27

*Se adoptó el TOMO II del Reglamento CIRSOC 201 – 1982.
Publicado en 1982, con modificaciones y fe de erratas en
1984.*

**

C I R S O C (1982)

ORGANISMOS PROMOTORES

Ministerio de Obras y Servicios Públicos

Instituto Nacional de Tecnología Industrial

Ministerio de Obras Públicas de la Provincia de Buenos Aires

Secretaría de Estado de Desarrollo Urbano y Vivienda

Empresa Obras Sanitarias de la Nación

Municipalidad de la Ciudad de Buenos Aires

Comisión Nacional de Energía Atómica

Empresa del Estado Agua y Energía Eléctrica

Dirección Nacional de Vialidad

Hidronor S.A.

MIEMBRO ADHERENTE

Consejo Interprovincial de Ministros de Obras Públicas

ASESORES QUE INTERVINIERON EN LA REDACCION DEL *REGLAMENTO CIRSOC 201 - 1982*

Coordinador: Ing. Arturo J. Bignoli

Asesores: Ing. Alberto S. C. Fava
Ing. Guillermo N. Burgoa
Ing. José F. Colina
Ing. Martín Ofele
Ing. Alfonso Huber

PRÓLOGO

Desde la puesta en vigencia nacional del conjunto de reglamentos **CIRSOC** en 1982, se realizaron numerosas gestiones ante la Municipalidad de la Ciudad de Buenos Aires, solicitando su incorporación al **Código de la Edificación**, cuyas exigencias en materia de seguridad estructural databan del año 1937.

Todas las gestiones encaradas encontraron distintos obstáculos, situación incomprensible si se piensa que la Municipalidad de la Ciudad de Buenos Aires fue socio promotor del **CIRSOC** desde su creación.

En 1993 surge una nueva oportunidad de propulsar el tema, cuando la entonces Municipalidad de la Ciudad de Buenos Aires concreta con la **Sociedad Central de Arquitectos**, el **Centro Argentino de Ingenieros**, el **Consejo Profesional de Arquitectura y Urbanismo** y el **Consejo Profesional de Ingeniería Civil**, el programa **MAPA-MAPI** con el fin de que estas prestigiosas instituciones realicen un diagnóstico sobre los aspectos a reordenar, actualizar e incorporar tanto al **Código de la Edificación** como al de Planeamiento.

El trabajo de diagnóstico se dividió en varios temas, a cargo de comisiones formadas por profesionales de las 4 instituciones participantes. La Comisión que tenía a su cargo la evaluación del tema seguridad estructural consultó en abril de 1994 a la Dirección Técnica del **CIRSOC** sobre las posibilidades de disponer para 1995 de una nueva versión actualizada y simplificada del **Reglamento CIRSOC 201, Tomo I**, con el fin de proponer su incorporación al **Código de la Edificación**, dado que habían surgido objeciones a la incorporación de la versión 1982 del mencionado Tomo I, dedicado específicamente a la tecnología del hormigón.

En esa oportunidad el **CIRSOC** informó que se hallaba en preparación la actualización del Tomo I, cuya primera versión se esperaba finalizar a principios de 1997, y que por el carácter nacional del documento se iba a necesitar un año de discusión pública, y otro período igual para evaluar las observaciones recibidas y redactar la versión definitiva.

Ante esta situación la comisión a cargo del tema en el programa **MAPA-MAPI** decidió aconsejar la incorporación al Código de todos los documentos **CIRSOC** en vigencia a nivel nacional, a excepción del mencionado Tomo I/82, para el que se nos solicitó su simplificación y ordenamiento de tal manera de generar un documento de aplicación exclusiva para obras que se construyeran en el éjido de la Municipalidad de la Ciudad de Buenos Aires.

A mediados de 1995, la **Asociación de Ingenieros Estructurales (AIE)** en conocimiento de la propuesta **MAPA-MAPI**; del vacío legal que produce un Código que a nivel de seguridad estructural se había quedado en 1937, y de la fuerte presencia de empresas extranjeras que ante ese vacío comenzaban a optar por construir con sus normas de origen, fundamentalmente en la Capital Federal y en el conurbano, decide encarar una importante acción de concienciación, proponiendo a todas las instituciones más representativas de la Arquitectura y la Ingeniería:

- Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón (AATH)
- Asociación Argentina de Hormigón Elaborado (AAHE)
- Asociación Argentina de Hormigón Pretensado (AAHP)

- Cámara Argentina de la Construcción (CAC)
- Unión Argentina de la Construcción (UAC)
- Sociedad Central de Arquitectos (SCA)
- Consejo Profesional de Ingeniería Civil (CPIC)
- Asociación de Fabricantes de Cementos Pórtland (AFCP)
- Instituto del Cemento Pórtland Argentino (ICPA)
- Cámara Argentina de Consultoras
- Cámara de la Vivienda y Equipamiento Urbano de la República Argentina (CAVERA)
- Instituto Argentino de Racionalización de Materiales (IRAM)
- Centro Argentino de Ingenieros (CAI)
- Instituto de Argentino de Siderurgia (IAS)
- Consejo Profesional de Arquitectura y Urbanismo
- Facultad de Ingeniería de la Universidad de Buenos Aires
- Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica Argentina
- Facultad de Ingeniería de la Universidad de Belgrano
- Facultad de Ingeniería de la Universidad Tecnológica Nacional – Medrano
- Unión Argentina de Ingenieros (UADI)

realizar una presentación en conjunto ante la **MCBA**, solicitando la incorporación de los reglamentos **CIRSOC** al **Código de la Edificación**.

Esta acción que contó con un gran consenso vino acompañada por la solicitud al **CIRSOC** de cumplimentar a la mayor brevedad posible la redacción de un Tomo I simplificado, como había propuesto el programa **MAPA-MAPI** originariamente.

El texto de la versión de julio de **1982** del **Tomo I del Reglamento CIRSOC 201** fue redactado teniendo en cuenta el objetivo adicional de divulgar los conocimientos actualizados de la tecnología a utilizar en el proyecto y construcción de las obras de hormigón. La experiencia demostró lo acertado de ese objetivo docente, que el **CIRSOC** consideró cumplido satisfactoriamente, generándose una nueva etapa en la que el Comité Ejecutivo decidió priorizar la simplicidad de los textos y la claridad conceptual, para facilitar aún más la divulgación y aplicación del **CIRSOC 201** en los distintos ámbitos del medio productivo.

Los conceptos anteriores constituyeron el marco de referencia dado por el **CIRSOC** para la ejecución de esta propuesta de simplificación y ordenamiento, conocida como **CIRSOC 201 M** (Municipal) que fue redactada en sus capítulos 1 a 14 por el **Ing. Alberto Giovambattista**, el **Ing. Héctor Bunge** y el **Ing. Juan Carlos Galuppo** a quienes el Comité Ejecutivo y la Dirección Técnica del **CIRSOC** hacen llegar su reconocimiento y agradecimiento por la dedicación, y ejecutividad que pusieron de manifiesto al desarrollar, en el limitado tiempo disponible, un documento de consenso para acompañar la presentación en conjunto de todas las instituciones.

Para sus capítulos 15 a 27 se optó por adoptar el **Tomo II del Reglamento CIRSOC 201-82** con mínimas modificaciones para garantizar la coherencia del conjunto.

El **Reglamento CIRSOC 201 – M** incorporado por Ley 521 al **Código de la Edificación** se presenta en un solo tomo con una estética diferente para evitar confusiones con el documento **CIRSOC 201-82** de validez nacional.

Confiamos en que este documento, producto del consenso técnico y político de las instituciones que acompañaron la iniciativa, sea bien recibido por la comunidad en su conjunto, ratificando el CIRSOC el compromiso asumido con respecto a generar los mecanismos necesarios para asegurar su actualización periódica dado que algunas especificaciones necesitarán adecuarse al lógico avance del conocimiento y a la incorporación de nuevas tecnologías.

Antes de concluir deseamos expresar nuestro profundo agradecimiento a todas las instituciones que participaron de las gestiones ante el Gobierno y la Legislatura de la Ciudad Autónoma de Buenos Aires, a sus Comisiones Directivas y a sus profesionales, cuya dedicación permitió la sanción de la Ley N° 521.

A los ingenieros **Guillermo Burgoa** (†), **José Colina** y **Alberto S.C. Fava**, nuestros maestros en tecnología del hormigón, referentes indiscutidos en el tema y autores de los Capítulos 1 a 14 del **Reglamento CIRSOC 201-1982**, nuestro agradecimiento por su enorme generosidad al habernos acompañado en todas las etapas desde la creación del **CIRSOC** y muy especialmente, a los ingenieros Fava y Colina que enriquecieron el texto del **CIRSOC 201 M** con opiniones muy valiosas que mostraron, claramente, su acabada comprensión de la necesidad de generar un documento de consenso.

INGA. MARTA S. PARMIGIANI
Directora Técnica

Agradecimiento especial

Al Ing. José Bagg por su valiosa colaboración y dedicación al realizar la revisión integral de este documento y por los aportes técnicos realizados.



Boletín Oficial de la Ciudad de Buenos Aires

GOBIERNO DE LA CIUDAD DE BUENOS AIRES

Boletín Oficial N° 1107

Ley N° 521

La Legislatura de la Ciudad Autónoma de Buenos Aires sanciona con fuerza de Ley:

Artículo 1° - Deróganse los artículos 8.1.1. a 8.1.5. y 8.1.8. a 8.1.9. y 8.2.5. a 8.2.6., y cada uno de los artículos que integran los capítulos 8.3. a 8.8. del Código de la Edificación.

Artículo 2° - Incorpórase al Código de la Edificación como artículo 8.1.1. los reglamentos que a continuación se detallan:

Area Acciones:

- a) **Reglamento CIRSOC 101:** "Cargas y Sobrecargas Gravitatorias para el Cálculo de Estructuras", Julio de 1982.
- b) **Reglamento CIRSOC 102:** "Acción del Viento sobre las Construcciones", Diciembre 1984, Fe de Erratas 1994.
- c) **Reglamento INPRES-CIRSOC 103:** "Normas Argentinas para las Construcciones Sismorresistentes". Adaptación para la Ciudad de Buenos Aires, que se acompaña como Anexo I de la presente.

Artículo 3° - Incorpórase al Código de la Edificación como artículo 8.1.2 el reglamento que se detalla:

Area Hormigón:

- a) **Reglamento CIRSOC 201 M:** "Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado para Obras Privadas Municipales", Agosto 1996. (Versión especial para su aplicación para las Obras Particulares).

Artículo 4° - Incorpórase al Código de la Edificación como artículo 8.1.3. los reglamentos que se detallan:

Area Acero:

a) **Reglamento CIRSOC 301:** "Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras de Acero para Edificios", Julio 1982. Modificaciones y Fe de Erratas Diciembre 1984.

b) **Reglamento CIRSOC 302:** "Fundamentos de Cálculo para los problemas de estabilidad del equilibrio en las estructuras de Acero", Julio de 1982.

Artículo 5° - Sin perjuicio del cumplimiento de los reglamentos mencionados en los Arts. 2°, 3° y 4°, los profesionales podrán seguir las recomendaciones que se detallan a continuación:

1. Area Acciones:

- **Recomendación CIRSOC 102/1:** "Acción Dinámica del Viento sobre las construcciones" Julio de 1982.
- **Recomendación CIRSOC 105:** "Superposición de Acciones" (combinación de estados de carga), Julio de 1982. Fe de erratas Diciembre de 1984.
- **Recomendación CIRSOC 107:** "Acción Térmica Climática sobre las construcciones". Julio de 1982.

2. Area Hormigón (sin recomendaciones).

3. Area Acero:

- **Recomendación CIRSOC 301/2:** "Métodos Simplificados Admitidos para el Cálculo de las Estructuras Metálicas", Julio de 1982.
- **Recomendación CIRSOC 302/1:** "Métodos de Cálculo para los Problemas de Estabilidad de Equilibrio en las Estructuras de Acero", Julio de 1982.
- **Recomendación CIRSOC 303:** "Estructuras Livianas de Acero". Agosto de 1991.

ANEXO I

REGLAMENTO INPRES- CIRSOC 103

“NORMAS ARGENTINAS PARA LAS CONSTRUCCIONES SISMORRESISTENTES”. Adaptación para la Ciudad de Buenos Aires

El territorio de la República Argentina se divide en cinco zonas de acuerdo con el grado de peligrosidad sísmica.

En la **Figura 1** y en la **Tabla 1** se especifica la zonificación sísmica del territorio nacional en función del grado de peligrosidad sísmica.

Tabla 1. Zonificación de la República Argentina en función del grado de peligrosidad sísmica.

ZONA	PELIGROSIDAD SISMICA
0	Muy reducida
1	Reducida
2	Moderada
3	Elevada
4	Muy elevada

La ciudad de Buenos Aires está ubicada en zona sísmica 0, o sea zona de muy reducida peligrosidad sísmica, por lo que es de aplicación el Reglamento **INPRES-CIRSOC 103 Tomo I** - Artículos 4.2 ; 4.2.1.; 4.2.2.1.; 4.2.2.2.; y 4.2.2.3., los que a continuación se transcriben:

- 4.2. En la zona 0, los requerimientos se establecen de acuerdo con el tipo de construcción:
 - 4.2.1. Para construcciones cuya falla produciría efectos catastróficos sobre vastos sectores de población (por ejemplo: depósitos de gases o líquidos tóxicos, depósitos de materias radiactivas, etc.) o construcciones de vital interés para la seguridad nacional, será de aplicación todo lo establecido en el Reglamento INPRES-CIRSOC 103 Tomo I, II y III según corresponda.
 - 4.2.2. Para que, en los restantes tipos de construcciones, se consideren cumplidos los requisitos mínimos de previsiones sismorresistentes, se deberán presentar planos verticales resistentes a fuerzas horizontales en dos direcciones ortogonales y que conformen un mecanismo apto para resistir torsiones.

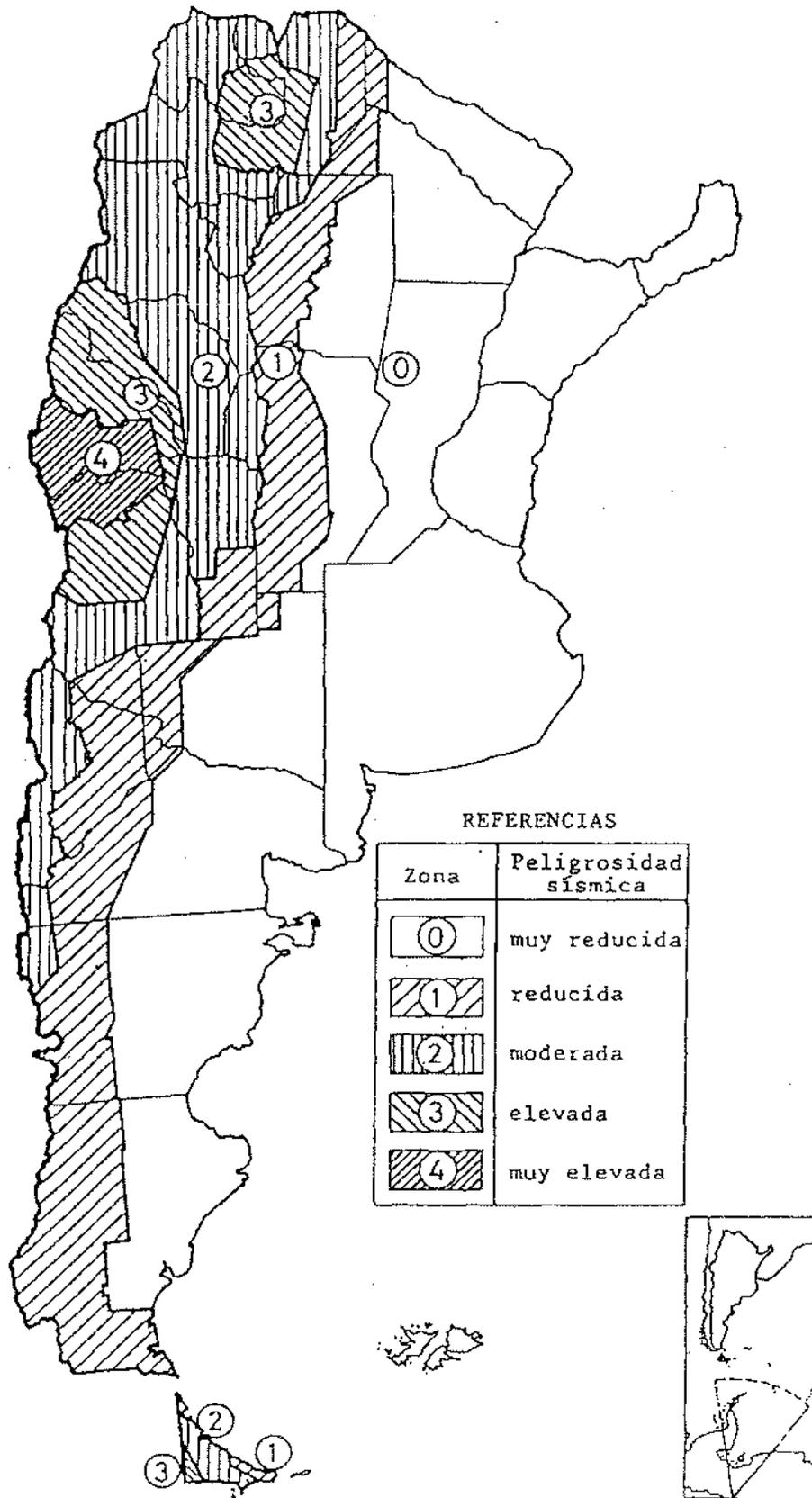


Figura 1. Zonificación sísmica en la República Argentina

Además:

4.2.2.1. Para las construcciones cuya altura total supere los 12 m y que hayan sido verificadas bajo los efectos del viento en las dos direcciones principales, se controlará que la resultante en cada dirección de las fuerzas del viento sea igual o mayor que el 1,5 % del peso total de la construcción.

Si esta circunstancia no se cumple en alguna dirección, se amplificarán las acciones del viento hasta satisfacerla.

El punto de aplicación de la fuerza resultante de la acción del viento se debe encontrar aproximadamente coincidente o por encima del centro de gravedad de la construcción.

4.2.2.2. Cuando no se cumpla este último requisito o no se hayan considerado los efectos del viento, se deberá verificar la estructura bajo la acción de fuerzas horizontales iguales al 1,5 % de los pesos aplicadas en los respectivos centros de gravedad.

4.2.2.3. Deberán cumplirse los requisitos sobre arriostramiento de fundaciones establecidos en el Tomo 1 del Reglamento INPRES-CIRSOC 103 , Capítulo 17. Suelos y Fundaciones, artículo 17.5.4. que se transcribe a continuación:

17.5.4. Arriostramiento de apoyos en la zona sísmica 0

En la zona sísmica 0, los elementos estructurales de sistemas discontinuos de fundaciones superficiales sobre suelos tipos II y III (ver Tabla 3), se vincularán entre sí mediante un sistema de riostras dispuestas preferentemente según dos direcciones perpendiculares, las cuales serán capaces de resistir en tracción o compresión un esfuerzo igual al 7 % de la carga axial en el elemento arriostrado.

Los elementos de fundaciones profundas tales como cabezales de pilotes, pozos romanos, etc., se vincularán mediante un sistema de riostras dispuestas preferentemente según dos direcciones perpendiculares, y serán capaces de resistir en tracción o compresión un esfuerzo igual al 10% de la carga axial en el elemento arriostrado.

La sección mínima de hormigón será de 20 cm x 20 cm, con armadura longitudinal mínima de 4 barras de $d_s = 10$ mm (d_s es el diámetro de las barras de acero) y estribos de $d_s = 6$ mm cada 20 cm como mínimo.

Tabla 3. Clasificación de los suelos de fundación dinámicamente estables.

suelo	IDENTIFICACIÓN		CARACTERÍSTICAS		
			Velocidad de propagación de ondas de corte	Prueba de penetración normalizada P.P.N.	Tensión admisible del suelo, σ_{sadm}
			(m/s)	(nº de golpes)	(MN/m ²)
Tipo I	Muy firmes y	a) Rocas firmes y formaciones similares	≥ 700	-----	$\sigma_{sadm} \geq 2$
		b) Suelos rígidos sobre roca firme, con profundidad de manto menor que 50 m (por ejemplo: gravas y arenas muy densas y compactas; suelos cohesivos muy duros con cohesión mayor que 0,2 MN/m ²)	< 700 y ≥ 400	≥ 30	$0,3 \leq \sigma_{sadm} < 2$
Tipo II	Intermedios	a) Suelos rígidos con profundidad de manto mayor que 50 m (por ejemplo: gravas y arenas muy densas y compactas; suelos cohesivos muy duros con cohesión mayor que 0,2 MN/m ²)	< 700 y ≥ 400	≥ 30	$0,3 \leq \sigma_{sadm} < 2$
		b) Suelos de características intermedias con profundidad de manto mayor que 8 m (por ejemplo: suelos granulados medianamente densos; suelos cohesivos de consistencia dura con cohesión entre 0,07 y 0,2 MN/m ²)	100 a 400	granulares ≥ 15 y < 30 cohesivos ≥ 10 y < 15	$0,1 \leq \sigma_{sadm} < 0,3$
Tipo	Blandos	Suelos granulares poco densos; suelos cohesivos blandos o semiduros (cohesión menor que 0,05 MN/m ²); suelos colapsibles	< 100	< 10	$\sigma_{sadm} < 0,1$

INDICE

CAPITULO 1 - GENERALIDADES

1.1. CAMPO DE VALIDEZ	1
1.1.1. Vigencia	1
1.1.2. Aplicación	1
1.1.3. Aplicación complementaria	1
1.2. REGLAMENTOS, NORMAS Y RECOMENDACIONES DE APLICACION	1
1.2.1. Reglamentos	1
1.2.2. Recomendaciones	2
1.2.3. Normas IRAM e IRAM-IAS	2
1.2.4. Anexos y publicaciones auxiliares	8
1.3. UNIDADES	8
1.3.1. Sistema Métrico Legal Argentino	8

ANEXOS AL CAPITULO 1

CAPITULO 2 - DEFINICIONES Y NOMENCLATURA

DEFINICIONES	9
2.1. RELATIVAS A LOS MATERIALES COMPONENTES	9
2.1.1. Hormigón	9
2.1.2. Cemento	9
2.1.3. Agua	9
2.1.4. Agregados	10
2.1.5. Aditivos químicos	11
2.1.6. Adiciones minerales pulverulentas	11
2.1.7. Armaduras	12
2.2. RELATIVAS AL HORMIGON FRESCO	12

II

2.2.1. Definición	12
2.2.2. Trabajabilidad	12
2.2.3. Consistencia	12
2.2.4. Segregación	12
2.2.5. Exudación	12
2.2.6. Pastón	12
2.2.7. Masa unitaria	13
2.2.8. Hormigón elaborado en obra	13
2.2.9. Hormigón elaborado en planta central o sobre camión mezclador	13
2.2.10. Razón agua/cemento	13
2.2.11. Aire naturalmente atrapado	13
2.2.12. Aire intencionalmente incorporado	13
2.2.13. Mezcla de hormigón a dosificar por el productor	13
2.2.14. Mezcla de hormigón dosificada por el usuario	13
2.2.15. Mezcla de hormigón dosificada por el usuario, con materiales componentes preestablecidos	14
2.3. RELATIVAS AL HORMIGON ENDURECIDO	14
2.3.1. Definición	14
2.3.2. Hormigón de contextura compacta	14
2.4. RELATIVAS A LA RESISTENCIA DEL HORMIGON	14
2.4.1. Resistencia individual o resultado de un ensayo	14
2.4.2. A la compresión	14
2.4.3. A la tracción por compresión diametral	15
2.4.4. Resistencia promedio	15
2.4.5. Resistencia característica	15
2.4.6. Resistencia potencial	15
2.4.7. Resistencia efectiva	15
2.5. RELATIVAS A TIPOS Y CLASES DE HORMIGON	15
2.5.1. Clases de hormigón (H-**)	15
2.5.2. Hormigón de masa normal	15
2.5.3. Hormigón liviano	15
2.5.4. Hormigón pesado	16
2.5.5. Hormigón sin armar, no masivo o masivo	16
2.5.6. Hormigón armado, no masivo o masivo	16
2.5.7. Hormigón pretensado o postensado, no masivo o masivo	16
2.5.8. Hormigón de alta resistencia	16
2.5.9. Hormigón especial	16
2.5.10. Hormigón masivo	16

III

2.6. RELATIVAS A PARAMETROS ESTADISTICOS.	16
2.6.1 Número de ensayos	16
2.6.2. Valor promedio	17
2.6.3. Desviación normal	17
2.7. RELATIVAS A LOS CONTROLES DEL HORMIGON	17
2.7.1. Control de producción	17
2.7.2. Control de aceptación	17
2.8. RELATIVAS A LOS CALCULOS	18
2.8.1. Construcciones corrientes	18
2.8.2. Cargas	18
2.8.3. Cargas de servicio	18
2.8.4. Carga de rotura	18
2.8.5. Carga predominantemente estática	18
2.8.6. Carga no predominantemente estática	18
2.8.7. Coacciones	18
2.8.8. Estado I	18
2.8.9. Estado II	18
2.9. RELATIVAS A LAS PERSONAS RESPONSABLES EN EL PROYECTO, DIRECCION Y EJECUCION DE LAS ESTRUCTURAS RESISTENTES	19
2.9.1. Autoridad Fiscalizadora	19
2.9.2. Comitente	19
2.9.3. Proyectista de la Estructura	19
2.9.4. Especialistas	19
2.9.5. Director de Obra	19
2.9.6. Inspector de Obra	19
2.9.7. Contratista Principal o Empresa Contratista	19
2.9.8. Productor	20
2.10. NOMENCLATURA	20

CAPITULO 3 - ESPECIFICACIONES POR RESISTENCIA Y DURABILIDAD

3.1. EXIGENCIAS GENERALES	21
---------------------------	----

IV

3.2. RESISTENCIA DE LOS HORMIGONES	21
3.2.1. Resistencia característica	21
3.2.2. Clases de hormigón	21
3.2.3. Edades de diseño	22
3.2.4. Probetas de ensayos	23
3.3. REQUISITOS POR DURABILIDAD	23
3.3.1. Acciones del medio ambiente. Clasificación.	23
3.3.2. Exigencias a tener en cuenta	23
3.3.3. Sustancias agresivas al hormigón de cemento pórtland, contenidas en aguas y suelos de contacto con las estructuras	24
3.3.4. Contenido máximo de sulfatos en los materiales componentes del hormigón	25
3.3.5. Contenidos máximos de cloruros en el hormigón	25
3.3.6. Reacción álcali - agregado	26
3.4. REQUISITOS DE LOS HORMIGONES CON CARACTERISTICAS ESPECIALES	27

CAPITULO 4 - MATERIALES

4.1. CEMENTOS	33
4.1.1. Requisitos generales	33
4.1.2. Requisitos especiales	33
4.1.3. Provisión y almacenamiento	34
4.2. AGREGADOS FINOS DE MASA NORMAL (DENSIDAD NORMAL)	34
4.2.1. Requisitos generales	34
4.2.2. Sustancias perjudiciales	35
4.2.3. Composición granulométrica	36
4.2.4. Estabilidad frente a una solución de sulfato de sodio	37
4.2.5. Equivalente arena	37
4.3. AGREGADOS GRUESOS DE MASA NORMAL (DENSIDAD NORMAL)	37
4.3.1. Requisitos generales	37
4.3.2. Sustancias perjudiciales	38

4.3.3. Composición granulométrica	39
4.3.4. Estabilidad frente a una solución de sulfato de sodio	39
4.3.5. Estabilidad de rocas basálticas	41
4.3.6. Desgaste Los Angeles	41
4.4. ACOPIO Y MANIPULEO DE AGREGADOS	41
4.5. AGUA PARA MORTEROS Y HORMIGONES DE CEMENTO PORTLAND	42
4.5.1. Requisitos	42
4.6. ADITIVOS PARA HORMIGONES	42
4.6.1. Requisitos generales	42
4.6.2. Acopio, identificación y manipuleo	42
4.7. ADICIONES MINERALES PULVERULENTAS	43
4.7.1. Requisitos generales	43
4.7.2. Provisión y almacenamiento de las adiciones minerales	43
4.8. BARRAS, ALAMBRES, CORDONES Y MALLAS DE ACERO PARA ARMADURAS	43
4.8.1. Barras, alambres y mallas de acero para hormigón armado	43
4.8.2. Cordones y alambres para pretensado	44
4.8.3. Acopio, identificación y manipuleo	45
 CAPITULO 5 - PROPIEDADES DEL HORMIGON FRESCO Y CRITERIOS PARA LA DOSIFICACION DE MEZCLAS	
5.1. CONSISTENCIA DEL HORMIGON	49
5.1.1. Requisitos generales	49
5.1.2. Rangos de consistencia	49
5.2. AIRE INTENCIONALMENTE INCORPORADO	50
5.3. CONTENIDO DE MATERIAL PULVERULENTO QUE PASA EL TAMIZ IRAM 300 MICRONES	50

VI

5.4. DOSIFICACION DEL HORMIGON	51
5.4.1. Requisitos generales	51
5.4.2. Estimación de la resistencia media de diseño de la mezcla	52
5.4.3. Elección de la razón agua/cemento	53
5.4.4. Determinación de la composición y proporciones de los materiales del hormigón	54

CAPITULO 6 - CONTROL Y RECEPCION

6.1. HORMIGON FRESCO	57
6.1.1. Extracción de muestras de hormigón	57
6.1.2. Consistencia del hormigón	57
6.1.3. Masa de la unidad de volumen del hormigón fresco	58
6.1.4. Temperatura del hormigón fresco en el momento de colocación en los encofrados	58
6.1.5. Contenido de aire total del hormigón fresco	59
6.2. RESISTENCIA POTENCIAL DEL HORMIGON ENDURECIDO	59
6.2.1. Juzgamiento	59
6.2.2. Moldeo de probetas	59
6.2.3. Edad de ensayo	60
6.2.4. Cantidad de muestras a extraer	60
6.2.5. Evaluación de los resultados de ensayos para determinar la resistencia característica potencial de una determinada clase de hormigón	60
6.2.6. Obras de menor riesgo estructural	65
6.3. RESISTENCIA PARA VALORAR EL GRADO DE ENDURECIMIENTO DEL HORMIGON	66
6.3.1. Casos en que debe juzgarse	66
6.3.2. Moldeo y curado de probetas	66
6.3.3. Cantidad de ensayos	66
6.4. VERIFICACIONES CUANDO NO SE CUMPLE LA RESISTENCIA POTENCIAL ESPECIFICADA	67
6.4.1. Casos de aplicacion	67
6.4.2. Procedimiento a seguir	67
6.4.3. Evaluación de la resistencia	68

6.4.4. Ensayos complementarios	68
--------------------------------	----

CAPITULO 7 - PRODUCCION, TRANSPORTE, MANIPULEO, COLOCACION, COMPACTACION Y CURADO

7.1. PRODUCCION	69
7.1.1. Medición de los materiales componentes del hormigón	69
7.1.2. Mezclado del hormigón	71
7.2. TRANSPORTE	72
7.2.1. Transporte en camiones sin dispositivos mezcladores ni de agitación	72
7.2.2. Transporte del hormigón mediante motohormigoneras o equipos agitadores	72
7.3. HORMIGON PREPARADO EN PLANTA CENTRAL ELABORADORA	73
7.4. MANIPULEO DEL HORMIGON EN OBRA	73
7.5. COLOCACION	74
7.5.1. Preparación y operaciones previas a la colocación	74
7.5.2. Disposiciones sobre colocación del hormigón	75
7.6. COMPACTACION	77
7.6.1. Requisitos generales	77
7.6.2. Métodos. Condiciones de aplicación	77
7.7. SUPERFICIES Y JUNTAS DE CONSTRUCCION	79
7.7.1. Definición	79
7.7.2. Ubicación	79
7.7.3. Metodología	79
7.8. TRATAMIENTO DE LAS SUPERFICIES Y JUNTAS DE CONSTRUCCION	80
7.8.1. Requisitos generales	80
7.8.2. Metodología	80
7.9. JUNTAS DE CONTRACCION Y DE DILATACION	81

VIII

7.9.1. Ubicación	81
7.9.2. Metodología	81
7.10. PROTECCION DEL HORMIGON	81
7.10.1. Acciones que originan la necesidad de protección	81
7.10.2. Requisitos	82
7.11. CURADO DEL HORMIGON	82
7.11.1. Períodos mínimos de curado	82
7.11.2. Tipos de curado	83
7.12. METODOS PARA EL CURADO DEL HORMIGON	83
7.12.1. Curado por humedecimiento con agua	83
7.12.2. Mediante compuestos líquidos capaces de formar membranas de curado	84
7.12.3. Curado a vapor	84

CAPITULO 8 - ELEMENTOS ESTRUCTURALES PREMOLDEADOS

*El presente Capítulo se encuentra en estudio para su redacción,
en el ámbito del CIRSOC* 87

CAPITULO 9 - HORMIGON MASIVO ESTRUCTURAL

9.1. DEFINICION Y ALCANCE	89
9.1.1. Definición	89
9.1.2. Alcance	89
9.1.3. Requisitos particulares, prelación	89
9.2. MATERIALES COMPONENTES	89
9.2.1. Requisitos generales	89
9.2.2. Tamaño máximo del agregado grueso	89
9.3. COMPOSICION DEL HORMIGON	90
9.3.1. Contenido y tipo de cemento. Aditivo	90
9.3.2. Recomendación por problemas térmicos	90

9.4. PROPIEDADES DEL HORMIGON FRESCO	90
9.4.1. Consistencia	90
9.4.2. Contenido total de aire	90
9.4.3. Temperatura máximas del hormigón en el momento de colocación	91
9.5. RESISTENCIA POTENCIAL DEL HORMIGON MASIVO	91
9.5.1. Definición	91
9.5.2. Dimensiones de la probetas	91
9.5.3. Relación entre resistencias obtenidas de probetas de distintos tamaños	91
9.5.4. Control de resistencia en obra	92
9.5.5. Juzgamiento de la resistencia potencial	92
9.6. COLOCACION Y COMPACTACION DEL HORMIGON	92
9.6.1. Plan de hormigonado	92
9.6.2. Secuencia de hormigonado y altura de bloques	92
9.6.3. Tratamiento de superficies entre bloques	92
9.6.4. Métodos de colocación	93
9.6.5. Compactación	93
9.7. CURADO Y PROTECCION DEL HORMIGON	93
9.7.1. Curado	93
9.7.2. Protección	94

CAPITULO 10 - HORMIGONADO CON TEMPERATURAS EXTREMAS

10.1. HORMIGONADO EN TIEMPO FRIO	95
10.1.1. Definición	95
10.1.2. Temperaturas de colocación del hormigón fresco	95
10.1.3. Temperaturas máximas de calentamiento de los materiales	95
10.1.4. Elaboración del hormigón	96
10.1.5. Colocación del hormigón	96
10.1.6. Protección y curado del hormigón	97
10.2. HORMIGONADO EN TIEMPO CALUROSO	98
10.2.1. Definición	98

10.2.2. Temperaturas de colocación del hormigón fresco	98
10.2.3. Reducción de la temperatura del hormigón	99
10.2.4. Elaboración del hormigón	99
10.2.5. Colocación del hormigón	100
10.2.6. Protección y curado del hormigón	100

CAPITULO 11 - ENCOFRADOS, APUNTALAMIENTOS Y ELEMENTOS DE SOSTEN. CAÑERIAS INCLUIDAS

11.1. ENCOFRADOS, APUNTALAMIENTOS Y ELEMENTOS DE SOSTEN	103
11.1.1. Exigencias generales	103
11.1.2. Encofrados	103
11.1.3. Apuntalamientos y elementos de sostén	104
11.2. REMOCION DE ENCOFRADOS, APUNTALAMIENTOS Y ELEMENTOS DE SOSTEN	105
11.2.1. Exigencias generales	105
11.2.2. Resistencia y plazos mínimos para remoción de los encofrados y elementos de sostén	106
11.3. CAÑERIAS PARA LA CONDUCCION DE FLUIDOS, INCLUIDAS EN LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGON	107
11.3.1. Exigencias generales	107
11.3.2. Cañerías de acero para la conducción de fluidos	108

CAPITULO 12 - COLOCACION Y RECUBRIMIENTO DE LAS ARMADURAS

12.1. COLOCACION DE LA ARMADURA	111
12.1.1. Requisitos generales	111
12.1.2. Posicionado y fijación	111
12.1.3. Separación entre barras	111
12.2. RECUBRIMIENTO DE LA ARMADURA	112
12.2.1. Definición	112
12.2.2. Recubrimiento mínimo	112
12.3. TOLERANCIAS	113

12.4. AUMENTO DEL RECUBRIMIENTO	113
12.4.1. Por tamaño máximo del agregado grueso	113
12.4.2. Por acciones mecánicas externas	113
12.4.3. Por resistencia al fuego	113
12.4.4. En fundaciones	113

CAPITULO 13 - TOLERANCIAS CONSTRUCTIVAS

13.1. EXIGENCIAS GENERALES	115
13.2. TOLERANCIAS DIMENSIONALES Y POSICION DE LAS ESTRUCTURAS	115
13.2.1. Diferencias de nivel	115
13.2.2. Alineación horizontal	115
13.2.3. Alineación vertical	116
13.2.4. Diferencia entre ejes real y teórico	116
13.2.5. Dimensiones de los elementos de hormigón	116
13.3. TOLERANCIAS DIMENSIONALES Y DE POSICION DE LAS ARMADURAS	116
13.3.1. Formas y áreas de las secciones transversales rectas	116
13.3.2. Dimensiones lineales	116
13.3.3. Posición de las armaduras	117
13.4. LOSAS. CLASES Y TOLERANCIAS DE TERMINACION	118
13.4.1. Terminación clase A	118
13.4.2. Terminación clase B	118
13.4.3. Terminación clase C	118
13.5. SUPERFICIES ENCOFRADAS. TOLERANCIAS DE TERMINACION	118
13.5.1. Terminación T-1	119
13.5.2. Terminación T-2	119
13.5.3. Terminación T-3	119
13.6. TOLERANCIAS PARA ESTRUCTURAS MASIVAS	120

CAPITULO 14 - ACEPTACION DE ESTRUCTURAS TERMINADAS

14.1. EXIGENCIAS GENERALES	121
14.1.1. Aceptación	121
14.2. TOLERANCIAS	121
14.2.1. Por dimensiones del elemento estructural o armadura	121
14.2.2. Por posicionado del elemento estructural o armadura	122
14.2.3. Por terminación superficial en losas	122
14.3. TERMINACION Y ASPECTO SUPERFICIAL DE LA ESTRUCTURA	122
14.4. RESISTENCIA Y ESTABILIDAD DE LA ESTRUCTURA	122
14.4.1. Resistencia potencial no satisfactoria	122
14.4.2. Estudios complementarios para verificar las condiciones de seguridad de la estructura	123
14.5. ADOPCION DE DECISIONES EN BASE A LOS RESULTADOS DE LOS ESTUDIOS COMPLEMENTARIOS REALIZADOS	124
14.5.1. Aceptación	124
14.5.2. Opciones	124
14.6. DISPOSICIONES CORRESPONDIENTES A LA DEMOLICION DE ELEMENTOS O ESTRUCTURA	125
14.7. REPARACION DE LOS DEFECTOS DE TERMINACION SUPERFICIAL DE LA ESTRUCTURA	125
14.7.1. Exigencias generales	125
14.7.2. Reparación de los defectos de terminación superficial de la estructura	125

CAPITULO 15 - PRINCIPIOS PARA LA DETERMINACION DE LAS SOLICITACIONES

15.1. DETERMINACIÓN DE LAS SOLICITACIONES	127
15.1.1. Generalidades	127

XIII

15.1.2.	Determinación de las solicitaciones características originadas por cargas	127
15.1.3.	Determinación de las solicitaciones características originadas por coacción	128
15.2.	LUCES DE CÁLCULO	129
15.3.	ANCHO COLABORANTE DE LAS VIGAS PLACA	129
15.4.	MOMENTOS FLEXORES	129
15.4.1.	Momentos flexores en vigas y losas armadas en una dirección	129
15.4.1.1.	Generalidades	129
15.4.1.2.	Momentos en las secciones de apoyo	129
15.4.1.3.	Momentos positivos en los tramos	131
15.4.1.4.	Momentos negativos en los tramos	131
15.4.1.5.	Consideración del empotramiento de borde	131
15.4.2.	Momentos flexores en estructuras aporticadas	131
15.5.	TORSIÓN	131
15.6.	ESFUERZOS DE CORTE	132
15.7.	REACCIONES DE APOYO	132
15.8.	RIGIDEZ Y ESTABILIDAD DEL CONJUNTO	132
15.8.1.	Hipótesis generales	132
15.8.2.	Imperfecciones constructivas y excentricidades no previstas de las cargas verticales	134
15.8.2.1.	Hipótesis de proyecto	134
15.8.2.2.	Elementos horizontales de arriostramiento	134
15.8.2.3.	Elementos verticales de arriostramiento	135

ANEXOS AL CAPITULO 15

CAPITULO 16 - BASES PARA EL CALCULO DE LAS DEFORMACIONES

16.1.	CAMPO DE APLICACIÓN	137
-------	---------------------	-----

16.2.	DEFORMACIONES BAJO CARGAS DE SERVICIO	137
16.2.1.	Acero	137
16.2.2.	Hormigón	137
16.2.3.	Hormigón armado	138
16.3.	DEFORMACIONES BAJO CARGAS SUPERIORES A LAS DE SERVICIO	138
16.4.	FLUENCIA LENTA Y CONTRACCIÓN POR SECADO DEL HORMIGÓN	138
16.5.	VARIACIONES DE TEMPERATURA	139

CAPITULO 17. DIMENSIONAMIENTO

17.1.	PRINCIPIOS GENERALES	141
17.1.1.	Margen de seguridad	141
17.1.2.	Campo de validez	141
17.1.3.	Comportamiento bajo las cargas de servicio	142
17.2.	DIMENSIONAMIENTO PARA FLEXIÓN SIMPLE Y COMPUESTA Y PARA SOLICITACIÓN AXIL	142
17.2.1.	Principios para la determinación de los esfuerzos de rotura	142
17.2.2.	Coefficiente de seguridad	146
17.2.3.	Valores máximos de la armadura longitudinal	147
17.3.	DIRECTIVAS ADICIONALES PARA EL DIMENSIONAMIENTO A COMPRESIÓN	147
17.3.1.	Generalidades	147
17.3.2.	Elementos comprimidos zunchados	147
17.3.3.	Tensiones admisibles de compresión bajo cargas localizadas	150
17.3.4.	Tensiones admisibles de compresión en juntas de mortero	151
17.4.	VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD A PANDEO	152
17.4.1.	Disposiciones generales	152
17.4.2.	Determinación de la longitud de pandeo	153
17.4.3.	Elementos comprimidos de hormigón armado de mediana esbeltez	153

17.4.4.	Elementos comprimidos de hormigón armado de gran esbeltez	154
17.4.5.	Elementos que aseguran el empotramiento	155
17.4.6.	Excentricidades no previstas	155
17.4.7.	Consideración de la fluencia lenta	155
17.4.8.	Pandeo en dos direcciones	156
17.4.9.	Verificaciones del sistema en conjunto	157
17.5.	DIMENSIONAMIENTO PARA ESFUERZOS DE CORTE Y TORSIÓN	157
17.5.1.	Principio general	157
17.5.2.	Esfuerzo de corte determinante	157
17.5.3.	Valores básicos de la tensión de corte	158
17.5.4.	Criterios para el dimensionamiento de la armadura de corte	160
17.5.5.	Reglas para el dimensionamiento de la armadura de corte	160
17.5.6.	Dimensionamiento para torsión	162
17.5.7.	Dimensionamiento para corte y torsión	163
17.6.	LIMITACIÓN DE LA FISURACIÓN BAJO CARGAS DE SERVICIO	163
17.6.1.	Disposiciones generales	163
17.6.2.	Verificación de la limitación de las aberturas de fisuración	165
17.6.3.	Reducción de la fisuración	166
17.7.	LIMITACIÓN DE LA DEFORMACIÓN BAJO CARGAS DE SERVICIO	167
17.7.1.	Requerimientos generales	167
17.7.2.	Verificación simplificada por limitación de la esbeltez a flexión	168
17.7.3.	Verificación numérica de las deformaciones	168
17.8.	LIMITACIÓN DE LAS TENSIONES EN EL ACERO BAJO CARGAS DE SERVICIO NO PREDOMINANTEMENTE ESTÁTICAS	168
17.9.	ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS DE HORMIGÓN SIMPLE	169

ANEXOS AL CAPITULO 17

CAPITULO 18. REGLAS PARA EL ARMADO

18.1.	CAMPO DE VALIDEZ	173
18.2.	SEPARACIÓN ENTRE BARRAS	173
18.3.	DOBLADO DE BARRAS	173
18.3.1.	Diámetro admisible del mandril de doblado	173

XVI

18.3.2.	Doblado de las armaduras soldadas	173
18.4.	VALORES ADMISIBLES DE LAS TENSIONES DE ADHERENCIA	174
18.5.	ANCLAJES	176
18.5.1.	Principios básicos	176
18.5.2.	Anclajes rectos, ganchos, ángulos, bucles o barras transversales soldadas	176
18.5.2.1.	Longitud básica de anclaje ℓ_0	176
18.5.2.2.	Longitud requerida de anclaje ℓ_1	177
18.5.2.3.	Armadura transversal en la zona de anclaje	178
18.5.3.	Piezas de anclaje	180
18.6.	EMPALMES	180
18.6.1.	Principios básicos	180
18.6.2.	Porcentaje admisible de barras y alambres empalmados	181
18.6.3.	Empalmes por yuxtaposición con extremos rectos, ganchos, ganchos en ángulo recto y bucles	182
18.6.3.1.	Desplazamiento longitudinal entre los empalmes de las barras	182
18.6.3.2.	Longitud de empalme ℓ_e en empalmes traccionados	183
18.6.3.3.	Longitud de empalme ℓ_e en empalmes comprimidos	184
18.6.3.4.	Armadura transversal en la zona de empalmes por yuxtaposición en barras y alambres portantes	184
18.6.4.	Empalme por yuxtaposición de mallas soldadas	186
18.6.4.1.	Ejecución de los empalmes de los alambres portantes	186
18.6.4.2.	Empalmes en un solo plano y empalmes en dos planos con estribos envolventes de la armadura portante	186
18.6.4.3.	Empalmes en dos planos sin estribos envolventes de la armadura portante	188
18.6.4.4.	Empalmes por yuxtaposición de alambres de la armadura transversal	189
18.6.5.	Empalmes roscados	190
18.6.6.	Empalmes soldados	190
18.6.7.	Empalmes por contacto	191
18.7.	ARMADURA DE TRACCIÓN EN PIEZAS FLEXIONADAS (PARA FLEXIÓN SIMPLE Y COMPUESTA)	192
18.7.1.	Principios básicos	192
18.7.2.	Cobertura del diagrama de tracción	192
18.7.3.	Anclaje fuera de la zona de los apoyos	195
18.7.4.	Anclaje en los apoyos extremos	196

XVII

18.7.5.	Anclaje en apoyos intermedios	197
18.8.	ARMADURA DE CORTE	198
18.8.1.	Principios básicos	198
18.8.2.	Estribos	199
18.8.2.1.	Ejecución de los estribos	199
18.8.2.2.	Sección transversal mínima de los estribos	202
18.8.3.	Barras o alambres doblados	203
18.8.4.	Suplementos para el corte	204
18.8.5.	Armadura de enlace con el alma de los cordones traccionados o comprimidos	205
18.9.	OTROS TIPOS DE ARMADURA	206
18.9.1.	Armadura de borde en losas	206
18.9.2.	Empotramientos no previstos	206
18.9.3.	Esfuerzos de desviación	206
18.10.	REGLAS ESPECIALES PARA ALGUNOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN PARTICULAR	209
18.10.1.	Losas y vigas en voladizo	209
18.10.2.	Apoyo de vigas secundarias	210
18.10.3.	Cargas suspendidas	210
18.10.4.	Disposición de las armaduras en elementos torsionados	211
18.11.	PAQUETES DE BARRAS	211
18.11.1.	Principios básicos	211
18.11.2.	Disposición, separación, recubrimiento	211
18.11.3.	Limitación del ancho de fisuras	212
18.11.4.	Anclaje de paquetes de barras	214
18.11.5.	Empalmes de paquetes de barras	215
18.11.6.	Estribado de los paquetes de barras sometidos a compresión	216

ANEXOS AL CAPITULO 18

CAPITULO 19. ELEMENTOS PREMOLDEADOS DE HORMIGON

En preparación

CAPITULO 20. LOSAS Y ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS SIMILARES A LOSAS

20.1.	LOSAS	219
20.1.1.	Definición y tipos de losas	219
20.1.2.	Apoyos	220
20.1.3.	Espesor de las losas	220
20.1.4.	Distribución de cargas puntuales, lineales y rectangulares en losas armadas en una dirección	220
20.1.5.	Solicitaciones	222
20.1.6.	Armaduras	224
20.1.6.1.	Exigencias generales	224
20.1.6.2.	Armadura principal	224
20.1.6.3.	Armadura transversal en losas armadas en una dirección	225
20.1.6.4.	Armadura de esquina	227
20.2.	LOSAS ARMADAS CON INCLUSIÓN DE BLOQUES PORTANTES	228
20.3.	HORMIGÓN ARMADO CON BLOQUES DE VIDRIO	229

ANEXOS AL CAPITULO 20

CAPITULO 21. VIGAS, VIGAS PLACA Y LOSAS NERVURADAS

21.1.	VIGAS Y VIGAS PLACAS	231
21.1.1.	Definición, profundidad de apoyo, estabilidad	231
21.1.2.	Armaduras	231
21.2.	LOSAS NERVURADAS	232
21.2.1.	Definición y campo de validez	232
21.2.2.	Losas nervuradas armadas en una sola dirección	232
21.2.2.1.	Placa	232
21.2.2.2.	Nervios longitudinales	232
21.2.2.3.	Nervios transversales	233
21.2.3.	Losas nervuradas cruzadas	234

CAPITULO 22. LOSAS CON APOYOS PUNTUALES

22.1.	DEFINICION	235
22.2.	DIMENSIONES MÍNIMAS	235
22.3.	SOLICITACIONES	235
22.3.1.	Métodos aproximados	235
22.3.2.	Refuerzo de los apoyos (capiteles)	235
22.4.	ARMADURA PARA FLEXIÓN	235
22.5.	SEGURIDAD AL PUNZONADO	237
22.5.1.	Determinación de la tensión de corte τ_v	237
22.5.1.1.	Losas con apoyo puntual sin refuerzos intermedios	237
22.5.1.2.	Losas con apoyo puntual con refuerzos intermedios	238
22.5.2.	Verificación de la seguridad al punzonado	240
22.6.	ABERTURAS EN LA LOSA	241
22.7.	DIMENSIONAMIENTO DE LAS PLACAS ARMADAS PARA FUNDACIONES	243

CAPITULO 23. VIGAS DE GRAN ALTURA

23.1.	DEFINICIÓN	245
23.2.	DIMENSIONAMIENTO	245
23.3.	DETALLES CONSTRUCTIVOS	245

CAPITULO 24. CASCARAS Y ESTRUCTURAS PLEGADAS

24.1.	DEFINICIÓN Y BASES PARA EL DIMENSIONAMIENTO	247
24.2.	SIMPLIFICACIONES DE LAS HIPÓTESIS DE CARGA	247
24.2.1.	Acción de la nieve	247
24.2.2.	Acción del viento	247

24.3.	ESTUDIO DEL PANDEO POR ABOLLAMIENTO	247
24.4.	DIMENSIONAMIENTO	248
24.5.	DETALLES CONSTRUCTIVOS	248

CAPITULO 25 - ELEMENTOS COMPRIMIDOS

25.1.	CAMPO DE VALIDEZ	251
25.2	COLUMNAS ARMADAS CON ESTRIBOS	251
25.2.1.	Espesor mínimo	251
25.2.2.	Armaduras	252
25.2.2.1.	Armadura longitudinal	252
25.2.2.2.	Armadura de estribos en elementos comprimidos	254
25.3.	ELEMENTOS COMPRIMIDOS ZUNCHADOS	256
25.3.1.	Principios generales	256
25.3.2.	Espesor mínimo y resistencia del hormigón	256
25.3.3.	Armadura longitudinal	256
25.3.4.	Armaduras helicoidal (zunchos)	256
25.4.	COLUMNAS O ELEMENTOS COMPRIMIDOS DE HORMIGÓN SIMPLE	256
25.5.	TABIQUES	257
25.5.1.	Principios generales	257
25.5.2.	Arriostramientos de tabiques portantes	257
25.5.3.	Espesor mínimo de los tabiques	257
25.5.3.1.	Requerimientos generales	257
25.5.3.2.	Tabiques con sección rectangular maciza	258
25.5.4.	Hipótesis para el dimensionamiento y verificación de la seguridad a pandeo	258
25.5.4.1.	Excentricidad del punto de aplicación de la carga	258
25.5.4.2.	Longitud de pandeo	259
25.5.4.3.	Verificación de la seguridad a pandeo	260
25.5.5.	Detalles constructivos	260
25.5.5.1.	Tabiques sin armar	260
25.5.5.2.	Tabiques armados	261

CAPITULO 26. HORMIGON PRETENSADO

26.1.	GENERALIDADES	263
26.1.1.	Campo de validez	263
26.1.2.	Conceptos	263
26.1.2.1.	Designación de las partes componentes de una sección	263
26.1.2.2.	Grado de pretensado	264
26.1.2.3.	Diferenciación del pretensado en función del momento en que se efectúa	264
26.1.2.4.	Diferenciación del pretensado en función del tipo de adherencia con el hormigón	265
26.2.	DIRECTIVAS COMPLEMENTARIAS	265
26.2.1.	Campo de validez	265
26.2.2.	Requisitos para el acero y el sistema de pretensado	265
26.2.3.	Requisitos para la Documentación Técnica	265
26.2.4.	Requisitos para el Personal Técnico Responsable	265
26.3.	MATERIALES	266
26.3.1.	Hormigón	266
26.3.1.1.	Elementos postesados	266
26.3.1.2.	Elementos pretensados con adherencia directa	266
26.3.2.	Acero para pretensado	266
26.3.3.	Inyección de vainas	267
26.4.	COMPROBACIÓN DE LA CALIDAD DE LOS MATERIALES Y MÉTODOS	267
26.5.	REALIZACIÓN DEL PRETENSADO	267
26.5.1.	Edad del hormigón al efectuar el pretensado	267
26.5.2.	Dispositivos para el tesado	269
26.5.3.	Procedimiento y mediciones para el tesado	269
26.6.	BASES PARA EL DETALLE CONSTRUCTIVO Y PARA LA EJECUCIÓN	270
26.6.1.	Armadura no tesa	270
26.6.2.	Recubrimiento de los elementos tensores y separación entre los mismos	270

26.6.3.	Soldadura	273
26.6.4.	Vainas	273
26.6.5	Colocación de los elementos tensores y protección contra la corrosión del acero de pretensado	273
26.6.5.1.	Generalidades	273
26.6.5.2.	Protección contra la corrosión hasta inyección	274
26.6.5.3.	Elementos tensores prearmados	274
26.6.6.	Obtención de la adherencia a posteriori	275
26.6.7.	Armadura mínima	275
26.6.7.1.	Generalidades	275
26.6.7.2.	Armadura superficial de losas	275
26.6.7.3.	Armadura de corte en las losas actuantes como cordones de viga (efecto de placa)	278
26.6.7.4.	Armadura longitudinal de almas de vigas	278
26.6.7.5.	Armadura de corte en el alma de las vigas	278
26.6.7.6.	Armadura longitudinal en la zona de los apoyos de estructuras continuas de puentes y estructuras similares	278
26.6.8.	Limitación de la fisuración por temperatura y retracción	279
26.7.	BASES DE CÁLCULO	279
26.7.1.	Verificación exigidas	279
26.7.2.	Módulo de elasticidad de los aceros	280
26.7.3.	Módulo de elasticidad longitudinal y transversal del hormigón	280
26.7.4.	Contribución del hormigón en la zona traccionada	281
26.7.5.	Secciones completadas a posteriori	281
26.7.6.	Momentos de apoyo	281
26.8.	PÉRDIDAS POR RELAJACIÓN DEL ACERO, RETRACCIÓN Y FLUENCIA LENTA DELHORMIGÓN	282
26.8.1.	Definiciones y Campo de Validez	282
26.8.2.	Acero para pretensado	282
26.8.3.	Fluencia lenta del hormigón	282
26.8.4.	Retracción	283
26.8.5.	Espesor ficticio del elemento constructivo	286
26.8.6.	Edad efectiva del hormigón	288
26.8.7.	Consideración de los efectos debidos a la fluencia lenta y a la retracción del hormigón	289
26.8.7.1.	Generalidades	289
26.8.7.2.	Modificación de las cargas	289
26.8.7.3.	Particularidades en elementos premoldeados	289

XXIII

26.9.	CARGAS DE SERVICIO, UBICACIÓN MÁS DESVAFORABLE DE LAS CARGAS. CASO DE CARGAS ESPECIALES EN ELEMENTOS PREMOLDEADOS	290
26.9.1.	Generalidades	290
26.9.2.	Estados de carga	290
26.9.2.1.	Pretensado	290
26.9.2.2.	Cargas permanentes	290
26.9.2.3.	Sobrecargas, viento y nieve	290
26.9.2.4.	Relajación, fluencia lenta y retracción	290
26.9.2.5.	Influencias térmicas	290
26.9.2.6.	Influencias por descensos de apoyos	291
26.9.3.	Combinaciones de estados de carga	291
26.9.4.	Estados de carga particulares para elementos premoldeados pretensados	291
26.10.	LIMITACIÓN DE LA FISURACIÓN EN ELEMENTOS PRETENSADOS	291
26.10.1.	Casos en que se permiten tensiones de tracción	291
26.10.1.1	Con pretensado total	291
26.10.1.2.	Con pretensado limitado	292
26.10.2.	Verificación para la limitación de las aberturas de las fisuras	292
26.10.2.1.	Zona traccionada precomprimida	292
26.10.2.2.	Zona comprimida	295
26.10.3.	Juntas de trabajo aproximadamente normales a la dirección portante	295
26.10.4.	Juntas de trabajo con acoplamiento de los elementos tensores	295
26.11.	VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD A ROTURA PARA FLEXIÓN SIMPLE, FLEXIÓN COMPUESTA Y ESFUERZO AXIL	297
26.11.1.	Carga de rotura de cálculo y factores de seguridad	297
26.11.2.	Bases de cálculo	298
26.11.2.1.	Generalidades	298
26.11.2.2.	Diagrama tensión-deformación del acero	298
26.11.2.3.	Diagrama tensión-deformación del hormigón	299
26.11.2.4.	Estados límites de deformación (planos límites)	300
26.11.3.	Verificación para los estados de carga anteriores a la inyección	301
26.12.	TENSIONES PRINCIPALES Y VERIFICACIÓN DE LOS ESFUERZOS DE CORTE	302
26.12.1.	Generalidades	302
26.12.2.	Verificación de tensiones bajo cargas de servicio	303

XXIV

26.12.3.	Verificación de tensiones de corte bajo cargas de rotura	304
26.12.3.1.	Generalidades	304
26.12.3.2.	Verificación de tensiones principales de compresión en la zona "a"	304
26.12.3.3.	Verificación de tensiones de corte y tensiones principales de compresión en la zona "b"	305
26.12.4.	Dimensionamiento de la armadura de corte	306
26.12.4.1.	Generalidades	306
26.12.4.2.	Armadura para la absorción de los esfuerzos de corte	307
26.12.4.3.	Armadura para torsión	308
26.12.5.	Apoyo indirecto	309
26.12.6.	Verificación en la zona de introducción del pretensado	309
26.12.7.	Secciones completadas a posteriori	310
26.12.8.	Juntas de trabajo con acoplamientos	310
26.12.9.	Punzonado	311
26.13.	VERIFICACIÓN DE LA ADHERENCIA ENTRE LOS ELEMENTOS TENSORES Y EL HORMIGÓN	312
26.14.	ANCLAJE Y ACOPLAMIENTO DE LOS ELEMENTOS TENSORES, COBERTURA DEL DIAGRAMA DE TRACCIONES	312
26.14.1.	Generalidades	312
26.14.2.	Anclaje por adherencia	313
26.14.3.	Verificación del decalaje	315
26.14.4.	Anclajes en el interior de la estructura	315
26.15.	TENSIONES ADMISIBLES	316
26.15.1.	Tabla de valores admisibles	316
26.15.2.	Tensiones admisibles de compresión bajo cargas localizadas	317
26.15.3.	Tensiones admisibles en la zona de compresión precomprimida	317
26.15.4.	Sobretesado en elementos tensores con fricción	317
26.15.5.	Tensiones admisibles de tracción en elementos premoldeados durante el transporte	317
26.15.6.	Tensiones transversales de flexión en elementos con armadura no tesa	317
26.15.7.	Tensiones admisibles para acero de pretensado	318
26.15.8.	Elementos tensores curvos	318
26.15.9.	Verificaciones bajo cargas no predominantemente estáticas	318
26.15.9.1.	Generalidades	318
26.15.9.2.	Anclaje en los extremos con elementos de anclaje y acoplamientos	318
26.15.9.3.	Anclajes en los extremos de elementos tensores con adherencia directa	319

ANEXOS AL CAPITULO 26

CAPITULO 27 -. HORMIGON PRETENSADO. INYECCION DE VAINAS

27.1.	GENERALIDADES	327
27.1.1.	Campo de validez	327
27.2.	REQUISITOS PARA LA MEZCLA DE INYECCIÓN	327
27.2.1.	Generalidades	327
27.2.2.	Fluidez de la mezcla de inyección	328
27.2.3.	Exudación de la mezcla de inyección	328
27.2.4.	Resistencia mecánica a compresión	328
27.2.5.	Resistencia a las heladas	329
27.3.	COMPONENTES BÁSICOS Y COMPOSICIÓN DE LA MEZCLA DE INYECCIÓN	329
27.3.1.	Cemento	329
27.3.2.	Agua	329
27.3.3.	Aditivos	330
27.3.4.	Adiciones minerales pulverulentas	330
27.3.5.	Agregados	330
27.3.6.	Razón agua/cemento	330
27.4.	DOSIFICACIÓN, MEZCLADO E INYECCIÓN	330
27.4.1.	Dosificación	330
27.4.2.	Mezclado	330
27.4.3.	Vainas	331
27.4.4.	Inyección	331
27.5.	PROTECCIÓN PROVISIONAL CONTRA LA CORROSIÓN	332
27.6.	MEDIDAS DE PROTECCIÓN E INYECCIÓN CON BAJAS TEMPERATURAS	332
27.7.	CONTROLES A REALIZAR SOBRE LA MEZCLA DE INYECCIÓN	332
27.7.1.	Ensayo de aptitud (ensayo previo)	332
27.7.2.	Ensayos de calidad	333
27.7.3.	Resistencia a edades menores	334
27.8.	MÉTODOS DE ENSAYO	334

27.8.1.	Ensayo para la determinación de la fluidez	334
27.8.2.	Ensayo de exudación y estabilidad volumétrica y de resistencia mecánica a compresión	335
27.8.3.	Control de la resistencia mecánica a compresión	337
27.9.	REGISTROS	337

ANEXOS AL CAPITULO 27

TABLAS

CAPITULO 3 ESPECIFICACIONES POR RESISTENCIA Y DURABILIDAD

Tabla 3.1.	Resistencias de los hormigones	22
Tabla 3.2.	Edades de diseño, en función del tipo de cemento portland	22
Tabla 3.3.	Tipos de exposición	28
Tabla 3.4.	Valores límites de sustancias agresivas contenidas en aguas de contacto con las estructuras, para establecer el grado de ataque al hormigón.	29
Tabla 3.5.	Valores límites de sustancias agresivas contenidas en suelos de contacto con las estructuras, para establecer el grado de ataque al hormigón	29
Tabla 3.6.	Contenido máximo de ión cloruro (Cl ⁻) en el hormigón endurecido	30
Tabla 3.7.	Requisitos de durabilidad a cumplir por los hormigones, en función del tipo de exposición de la estructura	31
Tabla 3.8.	Hormigones con características especiales	32

CAPITULO 4 - MATERIALES

Tabla 4.1.	Tipo de cemento	33
Tabla 4.2.	Sustancias perjudiciales contenidas en el agregado fino	35
Tabla 4.3.	Curvas granulométricas del agregado fino	37
Tabla 4.4.	Sustancias perjudiciales contenidas en el agregado grueso	38
Tabla 4.5.	Curvas granulométricas del agregado grueso	40
Tabla 4.6.	Tipos de acero para estructuras de hormigón armado y sus propiedades	46
Tabla 4.7.	Tipos de alambres para estructuras de hormigón pretensado y sus propiedades	47
Tabla 4.8.	Tipos de cordones para estructuras de hormigón pretensado y sus propiedades	48

CAPITULO 5 - PROPIEDADES DEL HORMIGON FRESCO Y CRITERIOS PARA LA DOSIFICACION DE MEZCLAS

Tabla 5.1. Asentamiento y extendido	49
Tabla 5.2. Total de aire natural e intencionalmente incorporado al hormigón	50
Tabla 5.3. Contenido de material que pasa por el tamiz IRAM 300 micrones (Nº 50).	51
Tabla 5.4. Valores a adoptar para la desviación normal	53
Tabla 5.5. Contenido mínimo de cemento portland por metro cúbico de hormigón	56

CAPITULO 6 - CONTROL Y RECEPCION

Tabla 6.1. Cantidad mínimas de muestras a extraer	60
Tabla 6.2. Valores para el coeficiente k_1	64

CAPITULO 7 - PRODUCCION, TRANSPORTE, MANIPULEO, COLOCACION, COMPACTACION Y CURADO

Tabla 7.1. Tolerancia porcentual admitida en la medición de los materiales	71
Tabla 7.2. Períodos mínimos de curado	82

CAPITULO 10 - HORMIGONADO CON TEMPERATURAS EXTREMAS

Tabla 10.1. Temperaturas de colocación	95
Tabla 10.2. Temperatura mínima a mantener durante el período de protección	97

CAPITULO 11 - ENCOFRADOS, APUNTALAMIENTOS Y ELEMENTOS DE SOSTEN. CAÑERIAS INCLUIDAS

Tabla 11.1. Plazos mínimos en días, para remoción de encofrados, apuntalamientos y elementos de sostén, cuando se usen los cementos indicados	107
---	-----

CAPITULO 12 - COLOCACION Y RECUBRIMIENTO DE LAS ARMADURAS

Tabla 12.1. Recubrimiento mínimo según el tipo de exposición de la estructura	114
---	-----

CAPITULO 16- BASES PARA EL CÁLCULO DE LAS DEFORMACIONES

Tabla 16.1. Valores de cálculo del módulo de elasticidad del hormigón	138
---	-----

CAPITULO 17- DIMENSIONAMIENTO

XXVIII

Tabla 17.1. Valores de cálculo β_R de la resistencia del hormigón en MN/m ²	143
Tabla 17.2. Límites de los valores básicos de la tensión de corte τ_0 en MN/m ² bajo carga de servicio	159
Tabla 17.3. Diámetro límite, en milímetros, para la verificación de la fisuración	164
Tabla 17.4. Coeficiente r para tener en cuenta las propiedades de adherencia del acero	166
Tabla 17.5. Coeficiente η para el cálculo de la tensión de comparación σ_V	167
Tabla 17.6. Valores de n para la distribución de la carga.	171

CAPITULO 18- REGLAS PARA EL ARMADO

Tabla 18.1. Diámetro mínimo del mandril de doblado d_{br}	174
Tabla 18.2. Valores básicos de la tensión de adherencia τ_{iadm} , en MN/m ²	175
Tabla 18.3. Coeficiente α_1	179
Tabla 18.4. Coeficiente α_e	184
Tabla 18.5. Tipo de sollicitación admisible y disposiciones determinantes para el empalme de los alambres portantes de mallas soldadas	187
Tabla 18.6. Longitud de yuxtaposición necesaria l_e y cantidad de alambres efectivos en la zona de empalme de la armadura transversal	189
Tabla 18.7. Métodos de soldadura admisibles y casos de aplicación	191
Tabla 18.8. Decalaje v	195
Tabla 18.9. Máxima separación admisible entre estribos y ramas de estribos	202
Tabla A.18.1. Armadura transversal en empalmes por yuxtaposición de barras y alambres resistentes	A.18 -2

CAPITULO 21- VIGAS, VIGAS PLACA Y LOSAS NERVURADAS

Tabla 21.1. Máxima separación entre nervios transversales s_q	233
CAPITULO 21- CASCARAS Y ESTRUCTURAS PLEGADAS	
Tabla 24.1. Armadura mínima en cáscaras y estructuras plegadas	249
CAPITULO 25- ELEMENTOS COMPRIMIDOS	
Tabla 25.1. Espesor mínimo de los elementos comprimidos armados con estribo	252
Tabla 25.2. Diámetro mínimo d_{sq} de la armadura longitudinal	253
Tabla 25.3. Espesor mínimo de los tabiques portantes	258
CAPITULO 26- HORMIGON PRETENSADO	
Tabla 26.1. Control de producción	268
Tabla 26.2. Resistencias mínimas del hormigón al aplicar el pretensado	269
Tabla 26.3. Cantidad de elementos tensores	272
Tabla 26.4. Armadura mínima por metro	277
Tabla 26.5. Valores básicos μ de la armadura mínima	278
Tabla 26.6. Módulos de elasticidad longitudinal y transversal del hormigón. Valores indicativos	281
Tabla 26.7. Coeficiente de fluencia lenta y final y retracción final, en función de la edad efectiva del hormigón y del espesor medio del elemento estructural. Valores guía	285
Tabla 26.8. Coeficiente básico de fluencia lenta y retracción básica en función del ambiente. Valores guía	286
Tabla 26.9. Tensiones admisibles	320
CAPITULO 27- HORMIGON PRETENSADO. INYECCION DE VAINAS	
Tabla 27.1. Resistencia mecánica a la compresión	328

CAPITULO 1 - GENERALIDADES

1.1. CAMPO DE VALIDEZ

1.1.1. Vigencia

Este Reglamento es de aplicación para obras privadas municipales. Aquellas Municipalidades que lo adopten para las obras públicas de su jurisdicción deberán definir la figura legal que ejercerá la función que en este texto se le asigna al Director de Obra y al Inspector de Obra. (ver los artículos 2.9.5 y 2.9.6).

1.1.2. Aplicación

Se aplicará específicamente a las estructuras de edificios destinados a viviendas, locales públicos, industrias o depósitos, que se construyan con hormigón sin armar, armado o pretensado, cuya masa por unidad de volumen del material seco a masa constante se encuentra comprendida entre 2.000 y 2.800 kg/ m³.

No es de aplicación para estructuras que se construyan con hormigones livianos o pesados, para los cuales se deberán aplicar las Reglamentaciones que específicamente existan sobre el tema.

No es de aplicación para aquellas estructuras en que el hormigón, en condiciones normales de servicio, se encuentre sometido a temperaturas mayores de 70 °C.

1.1.3. Aplicación complementaria

Se puede aplicar como normativa complementaria para el hormigón de otros tipos de estructuras contempladas en Reglamentos que así lo indiquen taxativamente.

1.2. REGLAMENTOS, RECOMENDACIONES Y NORMAS DE APLICACION

Para cada tema en particular, el presente Reglamento debe ser complementado con los demás Reglamentos y Recomendaciones con que cuenta el **Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles (CIRSOC)**. La obligatoriedad de aplicación de lo establecido en dichas Reglamentos y Recomendaciones, debe indicarse explícitamente en el Pliego de Especificaciones Técnicas Complementarias de la obra.

1.2.1. Reglamentos

CIRSOC 101 - Cargas y sobrecargas gravitatorias para el cálculo de las estructuras de edificios.

- CIRSOC 102 - Acción del viento sobre las construcciones.
- INPRES-CIRSOC 103 - Normas argentinas para las construcciones sismorresistentes
- CIRSOC 104 - Acción de la nieve y del hielo sobre las construcciones.
- CIRSOC 301 - Proyecto, cálculo y ejecución de estructuras de acero para edificios.
- CIRSOC 302 - Fundamentos de cálculo para los problemas de estabilidad del equilibrio en las estructuras de acero.

1.2.2. Recomendaciones

- CIRSOC 102 - 1 - Acción dinámica del viento sobre las construcciones.
- CIRSOC 105 - Superposición de acciones. Combinación de estados de cargas.
- CIRSOC 106 - Dimensionamiento del coeficiente de seguridad.
- CIRSOC 107 - Acción térmica climática sobre las construcciones.
- CIRSOC 301 - 2 - Métodos simplificados admitidos para el cálculo de las estructuras metálicas.
- CIRSOC 302 - 1 - Métodos de cálculo para los problemas de estabilidad del equilibrio en las estructuras de acero.
- CIRSOC 303 - Estructuras livianas de acero.

1.2.3. Normas IRAM e IRAM-IAS

En todo lo que no se oponga a lo expresamente indicado en este Reglamento, son de aplicación directa las últimas versiones aprobadas de las normas IRAM e IRAM-IAS:

- IRAM 1 501 - Tamices de ensayo. Partes I-II-III-IV-V y VI
- IRAM 1 503 - Cemento pórtland normal
- IRAM 1 504 - Cemento pórtland. Análisis químico.
- IRAM 1 505 - Agregados. Análisis granulométrico.
- IRAM 1 509 - Agregados para hormigones. Muestreo.
- IRAM 1 512 - Agregado fino natural para hormigón de cemento pórtland.

- IRAM 1 519 - Rocas basálticas. Método de determinación de la estabilidad. Ensayo de inmersión en etanodiol (Etilénglicol).
- IRAM 1 520 - Agregados finos. Métodos de laboratorio para la determinación de la densidad relativa, de la densidad relativa aparente y de la absorción de agua.
- IRAM 1 524 - Hormigones de cemento pórtland. Preparación y curado en obra de probetas para ensayos de compresión y de tracción por compresión diametral.
- IRAM 1 525 - Agregados. Método de ensayo de durabilidad por ataque con sulfato de sodio.
- IRAM 1 531 - Agregados gruesos para hormigones de cemento pórtland.
- IRAM 1 532 - Agregados gruesos. Método de ensayo de abrasión con la máquina " Los Angeles ".
- IRAM 1 533 - Agregados gruesos. Métodos de laboratorio para la determinación de la densidad relativa, de la densidad relativa aparente y de la absorción de agua.
- IRAM 1 534 - Hormigones de cemento pórtland. Preparación y curado de probetas para ensayos en laboratorio.
- IRAM 1 536 - Hormigón fresco de cemento pórtland. Determinación de la consistencia del hormigón de cemento pórtland por el método del tronco de cono.
- IRAM 1 540 - Agregados. Método de determinación del material fino que pasa por el tamiz IRAM 75 micrones, por lavado.
- IRAM 1 541 - Hormigón de cemento pórtland. Hormigón fresco. Muestreo.
- IRAM 1 546 - Hormigones de cemento pórtland. Método de ensayo de compresión.
- IRAM 1 548 - Agregados. Determinación de la densidad a granel (comúnmente denominada peso unitario o densidad aparente) y de los espacios vacíos.
- IRAM 1 551 - Hormigón de cemento pórtland. Extracción, preparación y ensayo de testigos de hormigón endurecido.
- IRAM 1 553 - Hormigón de cemento pórtland. Preparación de las bases de probetas cilíndricas y testigos cilíndricos para ensayo de compresión.

- IRAM 1 554 - Hormigón de cemento pórtland. Método de determinación de la penetración de agua a presión en el hormigón endurecido.
- IRAM 1 562 - Hormigón fresco de cemento pórtland. Método de determinación de la densidad, el rendimiento y el contenido de aire.
- IRAM 1 569 - Hormigones y morteros y sus materiales componentes. Definiciones.
- IRAM 1 573 - Método de determinación de la calidad del agregado fino.
- IRAM 1 574 - Hormigones. Método para la determinación del espesor de testigos y de la altura de probetas de hormigón endurecido.
- IRAM 1 601 - Agua para morteros y hormigones de cemento pórtland.
- IRAM 1 602 - Hormigón de cemento pórtland. Método por presión para la determinación del contenido de aire en mezclas frescas de hormigones y morteros. Parte 1 Método A. Parte 2 Método B.
- IRAM 1 604 - Hormigón de cemento pórtland. Método de determinación de la exudación.
- IRAM 1 612 - Cemento pórtland. Método de determinación de la consistencia normal.
- IRAM 1 614 - Cemento pórtland. Método de ensayo acelerado para pronosticar la resistencia a la compresión.
- IRAM 1 615 - Cemento pórtland. Método de ensayo de falso fraguado.
- IRAM 1 616 - Cemento pórtland. Método de determinación del contenido de escorias granuladas de alto horno.
- IRAM 1 619 - Cemento pórtland. Método de determinación del tiempo de fraguado.
- IRAM 1 620 - Cemento pórtland. Método de determinación de la constancia de volumen mediante el ensayo en autoclave.
- IRAM 1 621 - Cemento pórtland. Método de ensayo de finura por tamizado húmedo.
- IRAM 1 622 - Cemento pórtland. Método de determinación de las resistencias a la compresión y a la flexión.
- IRAM 1 623 - Cemento pórtland. Método de ensayo de finura por determinación de la superficie específica por permeametría (Método de Blaine).
- IRAM 1 624 - Cemento pórtland. Método de determinación de la densidad absoluta.

- IRAM 1 627 - Agregados. Granulometría de los agregados para hormigones.
- IRAM 1 630 - Cemento de escoria de alto horno.
- IRAM 1 636 - Cemento pórtland con escorias de alto horno.
- IRAM 1 637 - Reacción álcali - agregado. Determinación de la reactividad alcalina potencial. Método de la barra del mortero.
- IRAM 1 643 - Cementos. Muestreo.
- IRAM 1 644 - Agregados gruesos para hormigones. Método de ensayo de partículas blandas.
- IRAM 1 646 - Cemento pórtland de alta resistencia inicial.
- IRAM 1 647 - Agregados para hormigón de cemento pórtland. Métodos de ensayo.
- IRAM 1 648 - Reacción álcali - agregado. Método de ensayo de inhibidores minerales.
- IRAM 1 649 - Agregados para hormigones. Examen petrográfico.
- IRAM 1 651 - Cemento pórtland puzolánico. Parte 1 - Características y condiciones de recepción. Parte 2 - Métodos de ensayo.
- IRAM 1 654 - Puzolanas. Métodos de ensayos generales.
- IRAM 1 655 - Escoria granulada de alto horno. Métodos de ensayos.
- IRAM 1 656 - Cemento pórtland moderadamente resistente a los sulfatos. Sin adiciones. Parte 1.
- IRAM 1 658 - Hormigones. Método de ensayo de tracción simple por compresión diametral.
- IRAM 1 659 - Cemento pórtland. Método de determinación de la resistencia a los sulfatos.
- IRAM 1 661 - Hormigones. Método de ensayo de resistencia a la congelación en aire y deshielo en agua.
- IRAM 1 662 - Hormigones. Método de determinación del tiempo de fraguado por resistencia a la penetración.
- IRAM 1 663 - Aditivos para hormigones.

- IRAM 1 666 - . Hormigón de cemento pórtland. Hormigón elaborado. Partes 1, 2 y 3
- IRAM 1 667 - Escoria granulada de alto horno para cementos.
- IRAM 1 668 - Puzolanas. Características y muestreo.
- IRAM 1 669 - Cemento pórtland altamente resistente a los sulfatos. Parte 1 - Sin adiciones. Parte 2 - Con adiciones.
- IRAM 1 670 - Cemento pórtland de bajo calor de hidratación.
- IRAM 1 671 - Cemento pórtland resistente a la reacción álcali - agregado.
- IRAM 1 673 - Compuestos líquidos para la formación de membranas para el curado del hormigón. Método de ensayo de retención del agua del hormigón.
- IRAM 1 674 - Agregados. Método de ensayo para la determinación de la reactividad potencial álcali-agregado (método de la barra de mortero).
- IRAM 1 675 - Compuestos líquidos para la formación de membranas para el curado del hormigón. Características.
- IRAM 1 681 - Agregado grueso. Método de determinación del factor de cubicidad.
- IRAM 1 682 - Agregados finos. Método de determinación del equivalente arena.
- IRAM 1 683 - Hormigón de cemento pórtland. Método para la determinación de la velocidad de pulso ultrasónico.
- IRAM 1 687 - Agregados. Métodos para la determinación del índice de lajosidad. Parte 1.
- IRAM 1 687 - Agregados. Método para la determinación de partículas elongadas (Índice de elongación). Parte 2.
- IRAM 1 690 - Hormigón de cemento pórtland. Método de ensayo de la consistencia utilizando la mesa de Graf.
- IRAM 1 694 - Hormigón de cemento pórtland. Método de ensayo de la dureza superficial del hormigón endurecido mediante la determinación del número de rebote, empleando el esclerómetro de resorte.
- IRAM 1 697 - Hormigón de cemento pórtland. Hormigón fresco. Método de separación de agregados gruesos por tamizado.

- IRAM 1 704 - Agregados. - Método de determinación de las partículas desmenuzables.
- IRAM 1 705 - Compactado del hormigón por vibración. Equipos y operación. Requisitos y métodos de ensayo.
- IRAM 1707 - Hormigón de cemento pórtland. Agresividad de suelos en contacto con estructuras. Determinación del índice de acidez del suelo. Método de Baumann- Gully. Parte 1.
- IRAM 1 708 - Hormigón de cemento pórtland. Determinación de la agresividad del agua de mezclado al carbonato de calcio. Método de Heyer modificado. Parte 1.
- IRAM 1 709 - Hormigón de cemento pórtland. Determinación del ión cloruro total en el hormigón endurecido.
- IRAM 1 713 - Hormigón de cemento pórtland. Determinación del factor de espaciamiento de poros.
- IRAM 10 502 - Mecánica de suelos. Método de determinación del límite plástico e índice de plasticidad.
- IRAM - IAS U 500 - 03 - Cordón de siete alambres para hormigón pretensado.
- IRAM - IAS U 500 - 06 - Mallas de alambre de acero soldadas para hormigón armado.
- IRAM - IAS U 500 - 07 - Cordón de dos o tres alambres para hormigón pretensado.
- IRAM - IAS U 500 - 26 - Alambres de acero conformados para hormigón armado.
- IRAM - IAS U 500 - 91 - Ensayo de doblado y desdoblado.
- IRAM - IAS U 500 - 96 - Soldaduras. Calificación de soldadores.
- IRAM - IAS U 500 - 97 - Barras para hormigón armado. Soldadura.
- IRAM - IAS U 500 - 113 - Barras de acero para hormigón armado. Método de ensayo de fatiga.
- IRAM - IAS U 500 - 114 - Alambres, barras y cordones de acero para hormigón pretensado. Método de ensayo de relajación isotérmica.
- IRAM - IAS U 500 - 117 - Alambres, barras, cordones y cables de acero para hormigón pretensado. Método de ensayo de fatiga.

IRAM - IAS U 500 - 138	-	Ente habilitante y entes de calificación y certificación de soldadores y operadores de soldaduras.
IRAM - IAS U 500 - 164	-	Soldadura. Calificación de procedimientos. Condiciones generales. Partes 1 a 6.
IRAM - IAS U 500 - 502	-	Barras de acero, laminadas en caliente, lisas y de sección circular, para hormigón armado.
IRAM - IAS U 500 - 517	-	Alambres para hormigón pretensado.
IRAM - IAS U 500 - 528	-	Barras de acero conformadas, de dureza natural, para hormigón armado.

1.2.4. Anexos y publicaciones auxiliares

Este Reglamento se complementa en alguno de sus capítulos con anexos donde se encuentran explicaciones adicionales y recomendaciones que facilitan su uso e interpretación.

La obligatoriedad de aplicación de lo establecido en alguno o en todos los anexos, debe ser explícitamente indicada en el Pliego de Especificaciones Técnicas Complementarias.

Como medios auxiliares para el cálculo y el dimensionamiento pueden utilizarse los siguientes Cuadernos:

- Cuaderno 220: "Dimensionamiento de los Elementos de Hormigón y de Hormigón Armado" - Comisión Alemana para el Estudio del Hormigón Armado - Publicado en castellano por Instituto Argentino de Normalización (IRAM).
- Cuaderno 240: "Métodos Auxiliares para el Cálculo de las Solicitaciones y Deformaciones de Estructuras de Hormigón Armado" - Comisión Alemana para el Estudio del Hormigón Armado - Publicado en castellano por Instituto Argentino de Normalización (IRAM).

En lo sucesivo, en el texto se hará mención simplemente al Cuaderno 220 y 240.

1.3. UNIDADES

1.3.1. Sistema Métrico Legal Argentino

Las unidades utilizadas en el texto de este Reglamento corresponden al Sistema Métrico Legal Argentino, SIMELA, según Ley 19.511/72. (ver el anexo a este artículo).

ANEXOS AL CAPITULO 1

INDICE

1.3.1. UNIDADES DEL SISTEMA METRICO LEGAL ARGENTINO EMPLEADAS EN ESTE REGLAMENTO	A.1-1
---	--------------

ANEXOS AL CAPITULO 1

1.3.1. UNIDADES DEL SISTEMA METRICO LEGAL ARGENTINO, UTILIZADAS EN ESTE REGLAMENTO

Magnitud	Nombre	Símbolo	Equivalencia
Longitud	metro	m	1
	micrón	μm	10^{-6}m
Superficie	metro cuadrado	m^2	1
Volumen	metro cúbico	m^3	1
Masa	kilogramo	kg	1
Densidad	-----	kg/m^3	1
Fuerza	Newton	N	1
	kilonewton	kN	$10^3 \cdot \text{N}$
Tensión	Pascal	Pa	$1 \cdot \text{N}/\text{m}^2$
	kilopascal	kPa	$10^3 \cdot \text{Pa}$
	Megapascal	MPa	$10^6 \cdot \text{Pa}$
	Megapascal	MPa	$10,2 \text{ kgf}/\text{cm}^2$

CAPITULO 2 - DEFINICIONES Y NOMENCLATURA

DEFINICIONES

2.1. RELATIVAS A LOS MATERIALES COMPONENTES

2.1.1. Hormigón

Es una mezcla homogénea compuesta por una pasta de cemento pórtland y agua, con agregados gruesos y finos, que en estado fresco tiene cohesión y trabajabilidad, y que luego por el fraguado y endurecimiento de la pasta cementicia, adquiere resistencia. Además de estos componentes básicos, también puede contener aditivos químicos y/o adiciones minerales pulverulentas.

Si el tamaño máximo nominal de las partículas del agregado es igual o menor que 4,75 mm, el material resultante se denomina en general mortero de cemento pórtland.

2.1.2. Cemento

2.1.2.1. Definición

Aglomerante hidráulico. Material inorgánico obtenido de la molienda fina de clinker de cemento pórtland, yeso y adiciones minerales, que cuando se mezcla con agua forma una pasta que fragua y endurece por reacciones de hidratación, y que después que endureció mantiene su resistencia y estabilidad aún bajo agua.

2.1.2.2. Superficie específica

Suma de las áreas superficiales correspondientes a un material granular, contenidas en la unidad de masa. (m^2/kg).

2.1.3. Agua

2.1.3.1. Agua potable

Agua que proviene de una red de abastecimiento para consumo humano.

2.1.3.2. Contenido de agua efectivo

Es la suma del agua de mezclado más el agua superficial libre que aportan los agregados o las

adiciones pulverulentas.

2.1.3.3. Agua de mezclado

Es el agua que se agrega al hormigón en la hormigonera.

2.1.4. Agregados

2.1.4.1. Definición

Componentes del hormigón constituidos por partículas de sustancias minerales naturales y/o artificiales, trituradas y/o sin triturar, con forma, tamaño y distribución apropiados para utilizar en hormigones.

2.1.4.2. Módulo de finura del agregado fino

En una muestra de agregado fino, coeficiente que se obtiene al dividir por 100, la suma de los porcentajes retenidos acumulados sobre cada uno de los tamices de la serie IRAM : 4,75 mm (Nº 4) - 2,36 mm (Nº 8) - 1,18 mm (Nº 16) - 0,600 mm (Nº 30) - 0,300 mm (Nº 50) y 0,150 mm (Nº 100).

2.1.4.3. Tamaño máximo nominal de un agregado grueso

Es la abertura en milímetros de la malla cuadrada del menor tamiz IRAM que retiene como máximo el cinco por ciento (5 %) del peso total del agregado seco a peso constante.

2.1.4.4. Estado de los agregados

2.1.4.4.1. Seco a masa constante (s.p.c.): Agregados cuyas partículas han sido secadas a 105 °C \pm 5 °C, hasta peso constante.

2.1.4.4.2. Saturado y con la superficie seca (s.s.s.): Agregados cuyas partículas han colmado sus posibilidades de absorber agua, y tienen su superficie seca.

2.1.4.4.3. Húmedo superficialmente (h.s.): Agregados que han colmado sus posibilidades de absorber agua, y tienen su superficie húmeda.

2.1.4.5. Características fundamentales de los agregados

2.1.4.5.1. Masa específica (Densidad relativa) del agregado seco a masa constante: Masa de la unidad de volumen de las partículas individuales de un agregado, en su estado de secas a masa constante.

2.1.4.5.2. Masa específica (Densidad relativa) del agregado saturado y con la superficie seca:

Masa de la unidad de volumen de las partículas individuales de un agregado, en su estado de saturadas y con la superficie seca.

2.1.4.5.3. Absorción de agua de un agregado : Es la masa de agua necesaria para que el agregado pase de su estado seco a masa constante a saturado y con la superficie seca. (Se expresa en % de la masa seca del agregado).

2.1.4.5.4. Humedad total de un agregado : Es la masa de agua necesaria para que el agregado pase de su estado húmedo superficialmente a seco a masa constante. (Se expresa en % de la masa seca del agregado)

2.1.4.5.5. Humedad superficial de un agregado: Es la diferencia de masa de agua entre la humedad total y la absorción del agregado. (Se expresa en % de la masa seca del agregado)

Es el agua que aporta el agregado al hormigón y debe considerarse en el contenido de agua efectivo de la mezcla.

2.1.4.6. Agregados de masa específica (densidad relativa) normal

2.1.4.6.1. Definición

Agregados cuya masa específica (densidad relativa), determinada según la normas IRAM 1 520 o 1 533, se encuentra entre 2.000 kg/m^3 y 3.000 kg/m^3 .

2.1.4.7. Agregados livianos

Agregados naturales o artificiales compuestos por partículas con una estructura porosa, cuya masa específica (densidad relativa), determinada según la normas IRAM 1 520 o 1 533, es menor de 2.000 kg/m^3 .

2.1.4.8. Agregados pesados

Agregados cuya masa específica (densidad relativa), determinada según la normas IRAM 1 520 o 1 533, es mayor de 3.000 kg/m^3 .

2.1.5. Aditivos químicos

Productos que se agregan al hormigón en cantidades menores o iguales al 5 % en masa del cemento, antes o durante las operaciones de mezclado, y que producen cambios en determinadas propiedades normales del mismo.

2.1.6. Adiciones minerales pulverulentas

Las adiciones minerales pulverulentas están constituidas por partículas inorgánicas finamente

molidas, que se agregan para modificar o para lograr ciertas propiedades del hormigón, y que deben ser tenidas en cuenta como constituyentes volumétricos. Hay dos tipos de adiciones minerales inorgánicas : adiciones casi inertes (Tipo I) y puzolanas o adiciones con propiedades hidráulicas o activas.

2.1.7. Armaduras

Conjunto de barras, alambres, cordones y mallas de acero que se incorporan a la masa del hormigón, con el objeto de resistir en forma conjunta con éste, los esfuerzos internos calculados.

2.2. RELATIVAS AL HORMIGON FRESCO

2.2.1 Definición

Hormigón que se encuentra en estado plástico, el cual puede ser manipulado, transportado, colocado y compactado sin afectar su proceso de fraguado y endurecimiento.

2.2.2. Trabajabilidad

Es la mayor o menor facilidad con que el hormigón puede ser mezclado, transportado, colocado, compactado y terminado con una segregación mínima de sus componentes.

2.2.3. Consistencia

Distintos grados de fluidez del hormigón fresco. En la práctica la determinación de la consistencia de un hormigón por métodos normalizados, da una idea de la trabajabilidad del mismo.

2.2.4. Segregación

Separación de los componentes del hormigón en virtud de sus diferentes tamaños y pesos específicos, lo que causa que la mezcla pierda homogeneidad.

2.2.5. Exudación

Segregación del agua de mezclado, que tiende a salir a la superficie libre del hormigón, o a la interfase hormigón - encofrado.

2.2.6. Pastón

Cantidad de hormigón mezclado en un ciclo de operación de una hormigonera, o la cantidad de hormigón transportado en una motohormigonera, o la cantidad de hormigón descargada aproximadamente en 1 minuto de una hormigonera de mezclado continuo.

2.2.7. Masa unitaria

Es la masa de la unidad de volumen del hormigón, determinada de acuerdo con la norma IRAM 1 562.

2.2.8. Hormigón elaborado en obra

Hormigón cuyos componentes son acopiados, clasificados, dosificados y mezclados por el constructor en el obrador o en un lugar cercano al mismo.

2.2.9. Hormigón elaborado en planta central o sobre camión mezclador

Hormigón dosificado en una planta externa o instalada en la obra, mezclado en una planta central fija o en motohormigoneras, y entregado por el productor al usuario.

2.2.10. Razón agua/cemento

Cociente en masa entre el contenido efectivo de agua y el contenido de cemento pórtland. Cuando se usen adiciones activas, se debe reemplazar por la razón agua/cemento efectiva (ver el artículo 5.4.3.).

2.2.11. Aire naturalmente atrapado

Burbujas de aire en la masa del hormigón no intencionalmente incorporadas, de un tamaño significativo (1 mm o más), y de ninguna utilidad para los efectos que produce el aire intencionalmente incorporado.

2.2.12. Aire intencionalmente incorporado

Burbujas esferoidales de aire intencionalmente incorporadas a la masa del hormigón, mediante un aditivo, durante el mezclado, cuyos diámetros varían corrientemente entre 10 micrones y 1mm.

2.2.13. Mezcla de hormigón a dosificar por el productor

Mezcla en la que el usuario especifica exclusivamente los requisitos que deberá cumplir el hormigón, y el **productor es responsable** por los materiales componentes, por sus proporciones, comportamiento en obra en estado fresco y por su resistencia potencial.

2.2.14. Mezcla de hormigón dosificada por el usuario

Mezcla de hormigón en la que el usuario especifica su composición, y el **productor es responsable** por la provisión de una mezcla que cumpla con la composición solicitada, pero **no es responsable** por el comportamiento del hormigón.

2.2.15. Mezcla de hormigón dosificada por el usuario, con materiales componentes preestablecidos

Mezcla de hormigón en la que el usuario especifica su composición y las características de los materiales componentes a usar en su elaboración. El **productor es responsable** por la provisión de la mezcla y de los materiales especificados, pero **no es responsable** por el comportamiento del hormigón fresco o endurecido.

2.3. RELATIVAS AL HORMIGON ENDURECIDO

2.3.1. Definición

Hormigón que concluyó su proceso de fraguado, perdiendo su estado plástico, y está desarrollando su resistencia.

2.3.2. Hormigón de contextura compacta

Hormigón que carece de vacíos macroscópicos en su masa.

2.4. RELATIVAS A LA RESISTENCIA DEL HORMIGON

2.4.1. Resistencia individual o resultado de un ensayo

Es el valor que se obtiene como promedio de las resistencias de como mínimo dos (2) probetas cilíndricas normales, moldeadas con la misma muestra de hormigón y ensayadas a la misma edad. Se deberá cumplir que la diferencia entre las resistencias extremas del grupo que conforman cada ensayo, sea menor del quince por ciento (15 %) de la resistencia media de las probetas que constituyen el grupo. Si dicho valor resultara mayor, se rechazará el ensayo correspondiente, y se investigarán los procedimientos de moldeo, curado y ensayo de las probetas, con el objeto de analizar si los mismos se están realizando en un todo de acuerdo con las normas.

En el caso que el grupo esté constituido por tres (3) probetas, si la diferencia entre las resistencias extremas es mayor del quince por ciento (15 %), pero las resistencias de dos (2) de ellas difieren en menos del diez por ciento (10 %) con respecto de su resistencias promedio, puede descartarse el tercer resultado y aceptar el ensayo, tomando como resistencia del mismo al promedio de las dos aceptadas.

2.4.2. A la compresión

Resistencia que se obtiene al ensayar una probeta de acuerdo con la Norma IRAM 1 546.

2.4.3. A la tracción por compresión diametral

Resistencia que se obtiene al ensayar una probeta de acuerdo con la norma IRAM 1 658.

2.4.4. Resistencia promedio

Media aritmética de las resistencias de ensayos (ver el artículo 2.4.1.), de la misma muestra y a la misma edad.

2.4.5. Resistencia característica

Para una clase de hormigón, es el valor estadístico de la resistencia que corresponde a la probabilidad que el noventa y cinco por ciento (95 %) de todos los resultados de ensayos de la población supere dicho valor.

2.4.6. Resistencia potencial

Se denomina resistencia potencial del hormigón, a la que alcanza en las condiciones ideales de compactación y curado en las condiciones normalizadas de humedad y temperatura, establecidas en las normas IRAM 1 524 y 1 534.

2.4.7. Resistencia efectiva

Se denomina resistencia efectiva del hormigón a la que se obtiene al ensayar muestras inalteradas de hormigón endurecido, extraídas directamente de elementos estructurales.

2.5. RELATIVAS A TIPOS Y CLASES DE HORMIGON

2.5.1. Clase de hormigón (H-)**

Es la designación abreviada de un hormigón, en donde la parte numérica indica la resistencia característica a la compresión del hormigón a la edad de diseño, expresada en MPa. Ejemplo: H-21

2.5.2. Hormigón de masa normal

Hormigón cuya masa por unidad de volumen, del material seco hasta masa constante, (105 °C) está comprendido entre 2.000 kg/m³ y 2.800 kg/m³.

2.5.3. Hormigón liviano

Hormigón cuya masa por unidad de volumen, del material seco hasta masa constante, (105 °C) es menor que 2.000 kg/m³.

2.5.4. Hormigón pesado

Hormigón cuya masa por unidad de volumen, del material seco hasta masa constante, (105 °C) es mayor que 2.800 kg/m³.

2.5.5. Hormigón sin armar, no masivo o masivo

Es el hormigón que contiene menos del mínimo de armaduras que las requeridas por el presente Reglamento, para ser considerado hormigón armado.

2.5.6. Hormigón armado, no masivo o masivo

Hormigón que contiene barras, alambres o mallas de acero para armaduras en su masa, dispuestas de forma tal que ambos materiales cooperan para absorber los esfuerzos que puedan producirse en un determinado elemento estructural.

2.5.7. Hormigón pretensado no masivo o masivo

Hormigón en que por medio de alambres o cordones de acero para armaduras en su masa, se introducen tensiones internas permanentes de tal magnitud y distribución, que las tensiones de tracción que resultan de la acción de las cargas de servicio están contrarrestadas en la medida conveniente.

2.5.8. Hormigón de alta resistencia

Hormigones cuya resistencia característica a la compresión especificada es mayor de 47 MPa.

2.5.9. Hormigón especial

Hormigón que además de cumplir con las características requeridas por resistencia, debe tener características y propiedades especiales para soportar otras acciones físicas o químicas.

2.5.10. Hormigón masivo

Se considerará hormigón masivo, al colocado en secciones macizas cuya menor dimensión lineal sea igual o mayor de 75 centímetros.

2.6. RELATIVAS A PARAMETROS ESTADISTICOS

2.6.1. Número de ensayos (n)

Cantidad de resultados disponibles de ensayos (ver el artículo 2.4.1.) correspondientes a la misma Clase de hormigón, obtenidos a la misma edad.

2.6.2. Valor promedio (x_m)

Es la media aritmética de una serie de ensayos

$$x_m = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n}$$

2.6.3. Desviación normal (s)

Es una medida estadística de la dispersión de los resultados de ensayos.

En una serie de n ensayos x_1, x_2, \dots, x_n , es el valor estadístico que se obtiene de la siguiente expresión :

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_m - x_i)^2}{n - 1}}$$

2.7. RELATIVAS A CONTROLES DEL HORMIGÓN

2.7.1. Control de producción

Es el control sistemático que practica el Constructor o el Productor sobre los materiales componentes y sobre el hormigón, para su propia información.

2.7.2. Control de aceptación

Es el control que practica el Director de Obra o el Comitente sobre el hormigón, con el objeto de verificar la conformidad con una especificación y valorar la aptitud del mismo para ser incorporado a las estructuras.

2.8. RELATIVAS A LOS CALCULOS

2.8.1. Construcciones corrientes

Son aquellas que se dimensionan para cargas predominantemente estáticas, uniformemente distribuidas con $p \leq 5,0 \text{ kN/m}^2$ (500 kgf/m^2), eventualmente con cargas concentradas $p \leq 7,5 \text{ kN}$ (750 kgf) y para cargas derivadas de la masa de automóviles. En el caso de varias cargas concentradas por m^2 , su suma no puede sobrepasar el equivalente de 5 kN (500 kgf).

2.8.2. Cargas

Fuerzas exteriores activas, concentradas (kN) o distribuidas por unidad de longitud (kN/m^3). Por ejemplo cargas gravitatorias, cargas originadas por el viento, frenado, etc.

2.8.3. Cargas de servicio

Acciones (estados de carga) a las cuales puede ser sometido un elemento estructural durante el uso para el cual ha sido previsto.

2.8.4. Carga de rotura

Carga que conduce a un estado límite.

2.8.5. Carga predominantemente estática

Carga estática que no tiene variación frecuente.

2.8.6. Carga no predominantemente estática

Carga estática que puede tener variaciones frecuentes.

2.8.7. Coacciones

Esfuerzos internos originados por fluencia lenta, retracción, variación de temperatura, cedimientos de vínculos, etc., que sólo se producen en estructuras hiperestáticas.

2.8.8. Estado I

Es el estado en el que, en la sección de hormigón armado, se considera la colaboración íntegra del hormigón de la zona traccionada.

2.8.9. Estado II

Es el estado en el que, en la sección de hormigón armado, no se considera la colaboración del

hormigón de la zona traccionada.

2.9. RELATIVAS A LAS PERSONAS RESPONSABLES EN EL PROYECTO, DIRECCION Y EJECUCION DE LAS ESTRUCTURAS RESISTENTES

2.9.1. Autoridad Fiscalizadora

Es el organismo que en la jurisdicción nacional, provincial o municipal en que se encuentra la obra, ejerce el poder de fiscalizar la seguridad de la construcción.

2.9.2. Comitente

Persona de existencia visible o jurídica, que encomienda tareas profesionales

2.9.3. Proyectista de la Estructura

Es el profesional que asume personalmente la totalidad de las especialidades involucradas en el proyecto de la estructura.

2.9.4. Especialistas

Son los profesionales encargados del estudio de cada especialidad y que son responsables directos de la tarea encomendada.

2.9.5. Director de Obra

Profesional que ejerce personalmente o como jefe de un equipo la Dirección de la Obra. Es la autoridad máxima de la misma

2.9.6. Inspector de Obra

El inspector es un profesional auxiliar de la Dirección de Obra, representa en obra al director, por lo que la responsabilidad ante el Comitente es asumida exclusivamente por el Director de Obra.

2.9.7. Contratista Principal o Empresa Contratista

Es el locador de obra material, persona de existencia visible o jurídica, adjudicatario de los trabajos, que ha suscripto el contrato, tomando a su cargo la ejecución de la obra en la órbita de su actividad industrial, y que asume la responsabilidad ante el Comitente, las autoridades públicas y ante terceros, por la ejecución de la obra en los términos que establece la Ley.

2.9.8. Productor

Persona física o jurídica que suministra el hormigón.

2.10. NOMENCLATURA

- E_c Módulo de elasticidad estático a la compresión del hormigón.
- E_d Módulo de elasticidad dinámico del hormigón.
- f'_{ci} Resistencia individual a la compresión de un hormigón (resultado de un ensayo).
- f'_{cm} Resistencia media aritmética de rotura a compresión de los ensayos disponibles.
- f'_{cm3} Resistencia media móvil de tres (3) ensayos consecutivos.
- f'_{ck} Resistencia característica de rotura a compresión del hormigón, especificada.
- f_{cti} Resistencia individual a tracción por compresión diametral de un hormigón, (resultado de un ensayo).
- f_{ctm} Resistencia media aritmética de rotura a tracción por compresión diametral del hormigón de los ensayos disponibles.
- f_{ctk} Resistencia característica de rotura a tracción por compresión diametral del hormigón.

CAPITULO 3 - ESPECIFICACIONES POR RESISTENCIA Y DURABILIDAD

3.1. EXIGENCIAS GENERALES

Este Reglamento es válido exclusivamente para hormigones cuya masa por unidad de volumen (densidad) se encuentra entre 2.000 kg/m^3 y 2.800 kg/m^3 . (ver los artículos 1.1.2. y 2.5.2.).

Deben cumplir con los requisitos establecidos en los siguientes artículos :

- 3.2. Requisitos de resistencia.
- 3.3. Requisitos por durabilidad.
- 3.4. Requisitos de los hormigones con características especiales.

3.2. RESISTENCIA DE LOS HORMIGONES

3.2.1. Resistencia característica

La resistencia característica de rotura a la compresión para una determinada clase de hormigón se define como el valor estadístico de la resistencia, que corresponde a la probabilidad que el noventa y cinco por ciento (95 %) de todos los resultados de ensayos de la población supere dicho valor.

3.2.2. Clases de hormigón

Para el proyecto y construcción de las estructuras se utilizarán una o más clases de hormigones, cuyas resistencias características sean las especificadas en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1. Resistencias de los hormigones

Clase de hormigón	Resistencia característica de rotura a la compresión f'_{ck} (MPa)	Aplicaciones en hormigones
H - 8	8	Sin armar
H - 13	13	Sin armar y Armados
H - 17	17	
H - 21	21	Armados y Pretensados
H - 30	30	
H - 38	38	
H - 47	47	

3.2.3. Edades de diseño

En función del tipo de estructura y del cemento pórtland a utilizar en su ejecución, el Proyectista de la Estructura debe establecer la edad de diseño a la cual se obtendrá en obra la resistencia característica a la compresión especificada. Se adoptarán las edades de diseño que se indican en la Tabla 3.2., a menos que los planos o especificaciones técnicas del proyecto indiquen otra edad.

Tabla 3.2. Edades de diseño, en función del tipo de cemento pórtland

Tipo de cemento	Edad de diseño (días)
Cemento pórtland de alta resistencia inicial	7
Cemento pórtland normal Cemento pórtland moderadamente resistente a los sulfatos, sin adiciones Cemento pórtland altamente resistente a los sulfatos, sin adiciones Cemento pórtland resistente a la reacción álcali - agregado	28
Cemento pórtland puzolánico Cemento pórtland altamente resistente a los sulfatos, con adiciones Cemento pórtland de bajo calor de hidratación Cemento pórtland con escorias de alto horno Cemento de escorias de alto horno	90

Cuando el hormigón se elabore con aditivos y/o adiciones minerales que modifiquen el desarrollo de la resistencia del cemento pórtland utilizado, el Proyectista de la Estructura también debe indicar la edad de diseño. Cuando ella no se especifique, son de aplicación las indicadas en la Tabla 3.2.

3.2.4. Probetas de ensayo

La resistencia de rotura a la compresión de los hormigones corresponde a ensayos de probetas cilíndricas de 15,0 cm. de diámetro y 30,0 cm. de altura, moldeadas y curadas de acuerdo con lo establecido por las normas IRAM 1 534 o 1 524, y ensayadas a compresión hasta la rotura, de acuerdo con lo establecido en la norma IRAM 1 546.

Si el tamaño máximo nominal del agregado grueso que se utiliza para elaborar el hormigón es igual o menor de 19,0 mm, se puede determinar su resistencia de rotura a la compresión por ensayo de probetas cilíndricas de 10,0 cm. de diámetro y 20,0 cm. de altura, moldeadas, curadas y ensayadas según las normas IRAM establecidas precedentemente.

3.3. REQUISITOS POR DURABILIDAD

3.3.1. Acciones del medio ambiente. Clasificación.

Se entiende por acciones del medio ambiente a aquellas de naturaleza química, física y/o fisico-química que afectan la durabilidad de las estructuras. En la Tabla 3.3. y sus complementarias, Tablas 3.4. y 3.5., se hace una clasificación por tipos de exposición para los cuales es posible especificar medidas preventivas de protección.

Cuando las acciones del medio ambiente excedan el marco de las indicadas en las Tablas anteriores, la evaluación de la agresividad y las medidas protectoras a incluir en el proyecto, requerirán de la participación de un especialista en el tema (ver el artículo 2.9.4). Esto es de aplicación general para los casos no incluidos en la Tabla 3.3. y sus complementarias, Tablas 3.4. y 3.5., y para aquellos casos que, aunque est n incluidos, su complejidad no permite prever medidas preventivas de protección en este Reglamento. En los artículos que siguen, cuando se presenta esta situación se indica consultar a un especialista en el tema. (ver el artículo 2.9.4).

3.3.2. Exigencias a tener en cuenta

En el diseño de la estructura se deben tener en cuenta las condiciones ambientales a que estarán expuestos los distintos elementos que la constituyen, en especial para la selección y especificación de la calidad de los materiales componentes y del hormigón, y para establecer el espesor del recubrimiento de las armaduras.

El hormigón que en condiciones de servicio estará expuesto a un medio ambiente agresivo debe cumplir con los requisitos que le corresponden según el tipo de exposición que resulta de la

aplicación de los artículos 3.3.1. y 3.3.3. A tal efecto, en la Tabla 3.7. se establecen las máximas razones agua/cemento, los mínimos contenidos unitarios de cemento pórtland y demás características que deben cumplir los hormigones. En el artículo 12.2., Tabla 12.1. se indican los recubrimientos a utilizar en las estructuras.

3.3.3. Sustancias agresivas al hormigón de cemento pórtland contenidas en aguas y suelos de contacto con las estructuras

3.3.3.1. En las Tablas 3.4. y 3.5. se clasifica el grado de ataque para el caso de aguas y suelos que contengan diferentes sustancias químicas agresivas y que se encuentren en contacto con las estructuras de hormigón . Dichas tablas deben aplicarse con los siguientes criterios :

- a) El grado de ataque del agua de contacto se determinará con la Tabla 3.4., en función del contenido de sustancias agresivas y es válido para climas moderados, con aguas estacionarias o que se mueven lentamente.
 - Si el agua contiene una única sustancia agresiva, ella determina el grado de ataque.
 - Si el agua contiene dos (2) o más sustancias agresivas cuya concentración la ubica en un mismo grado de ataque, con valores que caen dentro del cuarto superior del rango (en el caso del pH en el cuarto inferior del rango), se debe aumentar el grado de agresión al inmediato superior. En estos casos se aconseja consultar a un especialista en el tema. Este incremento no se aplica al agua de mar.
- b) El grado de ataque del suelo de contacto se determinará con la Tabla 3.5., en función del contenido de sustancias agresivas y es válido cuando las estructuras están en contacto con suelos saturados de agua en forma frecuente o permanente.

Cuando los suelos sean de baja permeabilidad, K menor de 10^{-5} m/seg, el grado de ataque se puede reducir al grado inmediato anterior.

- c) El grado de ataque a tener en cuenta en el proyecto, es el máximo nivel que resulte de los puntos precedentes a) y b).

3.3.3.2. Cuando el medio ambiente sea agresivo por su contenido de sulfatos, el hormigón debe cumplir con los requisitos de la Tabla 3.7., y además, ser elaborado con el tipo de cemento pórtland que se establece a continuación :

a) Grado de ataque débil : Cemento pórtland moderadamente resistente a los sulfatos (IRAM I 656). También se puede utilizar un cemento pórtland normal más una adición mineral, de comportamiento equivalente debidamente verificado.

b) Grado de ataque moderado : Cemento pórtland altamente resistente a los sulfatos (IRAM

1 669). También se puede utilizar un cemento pórtland normal más una adición mineral, de comportamiento equivalente debidamente verificado.

c) Grado de ataque fuerte : Cemento pórtland altamente resistente a los sulfatos (IRAM 1 669) más una adición mineral cuyo comportamiento esté debidamente verificado para condiciones de exposición similares. Puede prescindirse del uso de la adición mineral cuando se utilice una protección exterior, capaz de resistir la agresión.

d) Cuando el medio en contacto con las estructuras tenga, simultáneamente, un elevado contenido de sulfatos y de cloruros, puede no ser conveniente utilizar cemento pórtland con muy bajo contenido de aluminato tricálcico. En estos casos se aconseja consultar a un especialista en el tema.

3.3.3.3. Cuando el medio ambiente no sea marino, pero sea agresivo por el contenido de cloruros o por cualquier otra sustancia química no especificada en el presente Reglamento se debe consultar a un especialista en el tema.

3.3.4. Contenido máximo de sulfatos en los materiales componentes del hormigón

Los contenidos máximos de sulfatos solubles admitidos en los materiales componentes del hormigón serán los establecidos en la Tablas 4.2. y 4.4.

3.3.5. Contenidos máximos de cloruros en el hormigón

3.3.5.1. Con el objeto de proteger las armaduras contra la corrosión, los contenidos máximos de cloruros solubles en el hormigón endurecido, aportados por todos los materiales componentes, incluyendo los aditivos, serán menores que los límites fijados en la Tabla 3.6. Asimismo, el hormigón deberá cumplir con los requisitos que se establecen en la Tabla 3.7.

3.3.5.2. En una misma obra, el hormigón de todas las estructuras, cualquiera sea su tipo, debe tener el contenido de cloruros máximo que corresponda a la condición más exigente que corresponda a los diferentes elementos estructurales que componen la obra.

Esta exigencia será aplicada a las estructuras o a los elementos estructurales que se construyen con una misma planta hormigonera y/o con materiales de un mismo acopio.

3.3.5.3. El contenido de cloruros en el hormigón endurecido se determinará a edades entre 28 y 45 días, según lo indicado en la norma IRAM 1 709.

En los estudios preliminares de los materiales se puede estimar el contenido total de cloruros que tendrá el hormigón endurecido, como sumatoria del aporte de sus materiales componentes en el hormigón fresco. Esta estimación no sustituye lo indicado en la norma IRAM 1 709.

Ese valor será diferente del determinado con la norma IRAM 1 709, ya que la estimación anterior

no tiene en cuenta los cloruros que se fijan en el proceso de hidratación del cemento pórtland. Dicha diferencia depende del contenido y tipo de cemento pórtland utilizado, por lo que no puede indicarse una equivalencia generalizada.

Si los valores estimados son menores que los límites indicados en la Tabla 3.6., se puede considerar que el contenido de cloruros del hormigón endurecido, incorporados por los materiales constituyentes, será menor que el exigido por este Reglamento.

3.3.6. Reacción álcali - agregado

3.3.6.1. Para la elaboración de hormigones se utilizará un conjunto cemento pórtland -materiales componentes, incluyendo aditivos y adiciones minerales, para los cuales esté comprobado que no se produce la reacción álcali - agregado.

3.3.6.2. Cuando se utilicen agregados finos y/o gruesos de los cuales se carezca de antecedentes que aseguren el cumplimiento del artículo 3.3.6.1., o se tengan dudas sobre su reactividad potencial, los mismos serán evaluados con los siguientes métodos:

- a) Examen petrográfico según Norma IRAM 1 649.
- b) Observación del comportamiento en servicio de estructuras con antigüedad suficiente (la misma debe ser mayor o igual a la vida útil de proyecto de la nueva estructura), construidas con los mismos materiales y sometidas a condiciones de exposición similares a las de la estructura a construir. Estas observaciones deben estar complementadas y/o correlacionadas con ensayos de laboratorio.
- c) Ensayo con el método de la barra de mortero según la norma IRAM 1 637. Se considerará que el agregado es potencialmente reactivo cuando la expansión sea igual o mayor al 0,10% a la edad de un año.
- d) Ensayo con el método de la barra de mortero según la norma IRAM 1 674. Se considerará que el agregado es potencialmente reactivo cuando la expansión sea igual o mayor al 0,10% a la edad de dieciseis días, con las aclaraciones complementarias contenidas en dicha norma.

Si el examen petrográfico indica la presencia de alguno/s de los minerales que pueden reaccionar con los álcalis, el agregado se considerará preventivamente como potencialmente reactivo. Esta condición puede ser confirmada o rectificada según los resultados que se obtengan mediante los métodos indicados en b), c) y d), que se aplicarán con ese orden de prelación.

La observación de antecedentes de obras, según b), es definitiva.

En ausencia de información de obras según b), se aplicarán los métodos indicados en c) o d), siempre que el plazo disponible para su realización previa al inicio de la obra, sea compatible con

el de ejecución del ensayo. El resultado de estos ensayos es definitorio.

3.3.6.3. Cuando alguno o ambos agregados resulten potencialmente reactivos según las evaluaciones establecidas en 3.3.6.2., se adoptará una solución o combinación de las soluciones que se establecen a continuación:

- a) Los agregados se cambiarán por otros de diferente procedencia que demuestren ser no reactivos con los álcalis del cemento pórtland.
- b) Se usarán en conjunto con un cemento pórtland resistente a la reacción álcali - agregado. (IRAM 1 671).
- c) Se emplearán en conjunto con un cemento pórtland normal y una adición mineral pulverulenta cuya eficacia inhibidora haya sido verificada mediante ensayos sistemáticos y específicos, usando los materiales reactivos en evaluación.

3.4. REQUISITOS DE LOS HORMIGONES CON CARACTERISTICAS ESPECIALES

Existen estructuras y elementos estructurales que para su construcción requieren la utilización de hormigones con características especiales.

Este Reglamento establece las condiciones mínimas que se deben tener en cuenta para los siguientes tipos de hormigones:

- Hormigones a colocar bajo agua.
- Hormigones de elevada impermeabilidad.
- Hormigones expuestos a abrasión.

Los requisitos a cumplir por esos hormigones se indican en la Tabla 3.8.

Prevalecerán las condiciones más exigentes entre las mínimas establecidas por resistencia, (Tabla 3.1.), por durabilidad (Tabla 3.7.) y por uso (Tabla 3.8.).

Tabla 3.3. Tipos de exposición

Descripción de la exposición tipo		Casos típicos
1	Ambientes secos	<ul style="list-style-type: none"> Elementos interiores o no expuestos, de viviendas u oficinas, siempre que durante la construcción no estén expuestos en forma prolongada a condiciones más severas.
2	Ambientes húmedos	a Sin congelación <ul style="list-style-type: none"> Interior de edificios con elevada humedad. (ej.: cocinas industriales, lavaderos, baños públicos, natatorios, etc.) Elementos expuestos a la intemperie. Elementos en contacto con suelos o aguas no agresivas.
		b Con congelación <ul style="list-style-type: none"> Elementos externos expuestos a congelación. Elementos en suelos o aguas no agresivas, expuestos a congelación. Elementos internos con elevada humedad y expuestos a congelación (ej.: Cámaras frigoríficas)
3	Ambientes húmedos expuestos a congelación, y donde se usan sales descongelantes	<ul style="list-style-type: none"> Elementos internos y externos, expuestos a la acción combinada de congelación y uso de sales descongelantes
4	Ambiente marino	a Hasta 1 Km de la costa <ul style="list-style-type: none"> Elementos que permanentemente están en contacto con aire saturado de sales
		b Más de 1 Km de la costa <ul style="list-style-type: none"> Elementos que eventualmente están en contacto con aire saturado de sales
		c En el mar <ul style="list-style-type: none"> Elementos que están completa o parcialmente sumergidos en agua de mar o en la zona entre mareas.
		d Expuestos a la congelación <ul style="list-style-type: none"> Elementos en contacto con aire saturado de sales, y expuestos a congelación. Elementos completa o parcialmente sumergidos en agua de mar o en la zona entre mareas, y expuestos a congelación.
5	Ambiente químico agresivo (Tablas 3.4 y 3.5)	a Débil <ul style="list-style-type: none"> Suelos, aguas o ambiente químico débilmente agresivos.
		b Moderado <ul style="list-style-type: none"> Suelos, aguas o ambiente químico moderadamente agresivos.
		c Fuerte <ul style="list-style-type: none"> Suelos, aguas o ambiente químico fuertemente agresivos.
Notas : <ul style="list-style-type: none"> El tipo de exposición 5 puede ocurrir en forma aislada o en combinación con las anteriores. Para la Capital Federal no son de aplicación los tipos de exposición 3 y 4. 		

Tabla 3.4. Valores límites de sustancias agresivas contenidas en aguas de contacto con las estructuras, para establecer el grado de ataque al hormigón

Grado de ataque	Sulfatos solubles (SO ₄ ²⁻)	Magnesio (Mg ⁺⁺)	pH	Disolución de cal por ataque con ácido carbónico (CO ₂) (*)	Amonio (NH ₄ ⁺)
	mg/litro	mg/litro	-----	mg/litro	mg/litro
Débil	200 a 1.500	300 a 1.000	6,5 a 5,5	15 a 40	15 a 30
Moderado	1.500 a 10.000	1.000 a 3.000	5,5 a 4,5	40 a 100	30 a 60
Fuerte	Mayor de 10.000	Mayor de 3.000	Menor de 4,5	Mayor de 100	Mayor de 60

(*) - Se determinará con el método especificado en la norma IRAM 1708.

Tabla 3.5. Valores límites de sustancias agresivas contenidas en suelos de contacto con las estructuras, para establecer el grado de ataque al hormigón

Grado de ataque	Sulfatos solubles (SO ₄ ²⁻)	Grado de acidez Baumann - Gully modificado (*)
	mg/kg	N°
Débil	1.000 a 2.000	Mayor de 20
Moderado	2.000 a 20.000	-----
Fuerte	Mayor de 20.000	-----

(*) - Se determinará con el método especificado en la norma IRAM 1707.

Tabla 3.6. Contenido máximo de ión cloruro (Cl⁻) en el hormigón endurecido

Hormigón	Condición de exposición en servicio	Contenidos máximos de ión cloruro (Cl ⁻) en el hormigón endurecido
		% en masa del cemento
Sin armar	Cualquier condición	1,20
Armado con curado normal	Medio ambiente con cloruros	0,15
	Medio ambiente sin cloruros	0,30
Armado con curado a vapor	Cualquier condición	0,10
Pretensado	Cualquier condición	0,06

Tabla 3.7. Requisitos de durabilidad a cumplir por los hormigones, en función del tipo de exposición de la estructura

Requisitos	Tipos de exposición de las estructuras, de acuerdo a la clasificación de la Tabla 3.3.											
	1	2a	2b	3	4a	4b	4c	4d	5a	5b	5c (2)	
Máxima razón agua/cemento (a/c) (1):												
Hormigón sin armar	---	0,70	0,50	0,45	0,45	0,50	0,45	0,40	0,50	0,45	0,40	
Hormigón armado	0,60	0,50	0,50	0,45	0,45	0,50	0,45	0,40	0,50	0,45	0,40	
Hormigón pretensado	0,60	0,50	0,50	0,45	0,45	0,50	0,45	0,40	0,50	0,45	0,40	
Mínimo contenido de cemento pórtland (kg/m ³):												
Hormigón sin armar	---	200	320	350	350	320	350	360	330	350	360	
Hormigón armado	280	300	320	350	350	320	350	360	330	350	360	
Hormigón pretensado	300	320	350	350	350	350	350	360	350	350	360	
Contenido de aire incorporado en el hormigón fresco, según Tabla 5.3. del Capítulo 5, artículo 5. (3)	---	---	sí	sí	sí	---	sí	sí	sí	sí	sí	
Agregados resistentes a congelación y deshielo	---	---	sí	sí	---	---	---	sí	---	---	---	
Hormigón impermeable según Tabla 3.8. del artículo 3.4.	---	---	sí									
<p>(1)- Cuando se usan adiciones minerales pulverulentas se debe cambiar a/c por (a/c)_{ef}. y el mínimo contenido de cemento pórtland por el mínimo contenido de la suma del cemento pórtland más la adición mineral activa.</p> <p>(2)- Adicionalmente, se debe proteger a la estructura con una membrana, película o material impermeable, capaz de resistir la agresión.</p> <p>(3)- Con un factor de espaciamiento de poros menor o igual a 0,20 mm. (Ver norma IRAM 1713)).</p>												

Tabla 3.8. Hormigones con características especiales

Tipo de hormigón	Hormigón a colocar bajo agua	Hormigón de elevada impermeabilidad	Hormigón expuesto a abrasión
Casos típicos	<ul style="list-style-type: none"> Pilotes de gran diámetro. 	<ul style="list-style-type: none"> Cisternas. Depósitos para agua. Conductos. Tuberías. 	<ul style="list-style-type: none"> Resbalamiento de materiales a granel. Movimiento de objetos pesados. Escurrimiento rápido de agua
Máxima razón agua/cemento, en masa	0,45	Espesor \leq 50 cm : 0,45 Espesor $>$ 50 cm : 0,55	0,42
Contenido mínimo de cemento (kg/m ³)	350	Espesor \leq 50 cm : 350 Espesor $>$ 50 cm : 300	350
Clase mínima de hormigón	H-21	H-21	H-30
Aditivo incorporador de aire	sí	sí	no
Aditivo fluidificante (*)	recomendable	recomendable	recomendable
Aditivo superfluidificante (*)	recomendable	recomendable	recomendable
Asentamiento	18,0 \pm 2,0	Menor de 15,0	Menor de 10,0
Penetración de agua menor de (Norma IRAM 1 554)	-----	Espesor \leq 50 cm : 50 mm	-----
Relación de agregado fino sobre total de agregados	Entre 42 % y 46 %	-----	Menor de 38 %
Exigencias adicionales a cumplir por los agregados	Agregado grueso: <ul style="list-style-type: none"> Tamaño máximo 25,0 mm 	-----	Agregado grueso <ul style="list-style-type: none"> Tamaño máximo: no mayor de 1/3 del espesor del elemento estructural. Desgaste " Los Angeles ": menor de 30 %.
(*) - Los aditivos a usar no deben modificar el tiempo de fraguado del hormigón.			

CAPITULO 4 – MATERIALES

4.1. CEMENTOS

4.1.1. Requisitos generales

4.1.1.1. Para la ejecución de estructuras de hormigón sólo se utilizarán cementos pórtland y cementos de escoria de alto horno, de marcas aprobadas, que cumplan con los requisitos de calidad especificados para cada tipo, la norma indicada en la Tabla 4.1..

4.1.1.2. Para elaborar hormigones de clase superior a H-21, se utilizarán cementos pórtland que además de cumplir con dichas normas, al ser ensayados según norma IRAM 1 622 a la edad de diseño, (ver el artículo 3.2.3.), alcancen una resistencia a la compresión mayor de 40 MPa.

4.1.2. Requisitos especiales

4.1.2.1. Para la elaboración de hormigones se utilizará un conjunto cemento-materiales componentes, incluidos aditivos y adiciones minerales, para los cuales esté fehacientemente comprobado que no se produce la reacción álcali-agregado. (ver el artículo 3.3.6.).

4.1.2.2. Teniendo en cuenta las condiciones particulares de cada estructura, el Proyectista de la Estructura o el Director de Obra pueden requerir el uso de cementos que, además de permitir alcanzar en el hormigón la resistencia especificada, cumplan con las siguientes normas:

Tabla 4.1. Tipos de cemento

Norma IRAM	Tipo de cemento	A usar en Hormigón
1 503	Cemento pórtland normal	Sin armar, Armado o Pretensado
1 592	Cemento pórtland con filler calcáreo	
1 636	Cemento pórtland con escorias de alto horno	
1 646	Cemento pórtland de alta resistencia inicial	
1 651-I	Cemento pórtland puzolánico	
1 656	Cemento pórtland moderadamente resistente a los sulfatos	
1 669 – I y II	Cemento pórtland altamente resistente a los sulfatos	
1 670	Cemento pórtland de bajo calor de hidratación	
1 671	Cemento pórtland resistente a la reacción álcali-agregado	
1 730	Cemento pórtland compuesto	
1 630	Cemento de escoria de alto horno	Sin armar o armado

4.1.2.3. En una misma pieza o elemento estructural no se permitirá el empleo de cementos pórtland de distintos tipos o marcas.

4.1.3. Provisión y almacenamiento del cemento pórtland

4.1.3.1. El cemento pórtland se debe proteger de la humedad durante el transporte y el almacenamiento.

El cemento pórtland entregado a granel se almacenará en silos adecuados, limpios, secos y bien ventilados, capaces de protegerlo contra la acción de la intemperie. Al inicio de la obra y a intervalos no mayores de un (1) año se debe verificar que los silos no permitan el pasaje de agua.

El cemento pórtland envasado se conservará en su envase original hasta el momento de su empleo, y se acopiará bajo techo, separando las bolsas del suelo y paredes por lo menos a una distancia de 15 cm.

Los cementos de distinto tipo, marca o partida, se almacenarán separadamente y por orden cronológico de llegada, y su empleo se efectuará en el mismo orden.

4.1.3.2. Al ingresar a la hormigonera el cemento pórtland cumplirá con la especificación correspondiente, no tendrá grumos y su temperatura será menor de 70 °C.

4.1.3.3. Si el cemento pórtland estuvo almacenado durante un período mayor de sesenta (60) días en bolsas originales o de ciento ochenta (180) días en silos, antes de su empleo deberá ser reensayado para verificar si se cumplen los requisitos de calidad especificados en el artículo 4.1.1.

4.2. AGREGADOS FINOS DE MASA NORMAL (DENSIDAD NORMAL)

4.2.1. Requisitos generales

4.2.1.1. Estarán constituidos por partículas naturales limpias, duras, estables, resistentes, durables y libres de películas superficiales, barros, arcilla, raíces y restos vegetales, yeso, escorias o alguna otra sustancia nociva que pueda perjudicar al hormigón o a las armaduras.

4.2.1.2. Los agregados para la elaboración de hormigones, en lo referente a la reacción álcali-agregado, deben cumplir con lo especificado en el artículo 4.1.2.1.

4.2.1.3. Cumplirán con los requisitos establecidos en la norma IRAM 1 512, en todo lo que no se oponga a lo establecido en el presente Reglamento.

El Director de Obra puede autorizar el empleo de agregados finos que no cumplan con dicha

norma y el presente Reglamento, siempre que se haya demostrado un comportamiento satisfactorio en lo que hace a las propiedades mecánicas, estabilidad volumétrica y durabilidad del hormigón producido, a través de ensayos o de su uso en obras de características y bajo condiciones similares a las del proyecto.

4.2.1.4. El agregado fino estará constituido por partículas redondeadas, provenientes de depósitos fluviales o marinos, o de una mezcla de estas y arenas obtenidas por trituración de rocas o cantos rodados. La proporción de arena de trituración incorporada será menor o igual al 30 % del total del agregado fino.

4.2.2. Sustancias perjudiciales

Las cantidades de sustancias perjudiciales contenidas en el agregado fino no serán mayores que las indicadas en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2. Sustancias perjudiciales contenidas en el agregado fino

Sustancias perjudiciales	Unidad	Máximo admisible	Método de ensayo
Partículas desmenuzables	% en masa	1,0	IRAM 1 647
Finos que pasan el tamiz IRAM 75 micrones (N° 200)		3,0 5,0	IRAM 1 540
Hormigón expuesto a desgaste superficial Otros hormigones			
Materias carbonosas Cuando es importante el aspecto superficial Otros casos		0,5 1,0	IRAM 1 647
Total de otras sustancias perjudiciales		1,0	
Sulfatos, expresados como SO ₃		0,1	IRAM 1 647
Otras sales solubles		1,5	IRAM 1 647
Materia orgánica		p.p.m.	500
Cloruros	----	Capítulo 3, Tabla 3.6.	-----

Tratándose de arenas de trituración, si los finos provienen de material de molienda y están esencialmente libres de arcilla y materiales similares, con un índice de plasticidad menor de 2 determinado según la norma IRAM 10 502, los límites del material que pasa a través del tamiz IRAM 75 micrones pueden elevarse a 5% y 7% respectivamente.

Cuando los agregados finos contengan naturalmente cloruros solubles, (caso típico de los

agregados de procedencia marítima), deben ser lavados con agua (ver el artículo 4.5.), para que el hormigón cumpla con los límites especificados en el artículo 3.3.5..

4.2.3. Composición granulométrica

4.2.3.1. La composición granulométrica de los agregados finos se determinará clasificando sus partículas mediante los siguientes tamices de abertura cuadrada : 4,75 mm, 2,36 mm, 1,18 mm, 600 micrones, 300 micrones y 150 micrones (IRAM 1 501, parte II, Serie suplementaria R 40/3).

4.2.3.2. Cuando los agregados finos sean ensayados según la norma IRAM 1 505, su granulometría cumplirá con los siguientes requisitos:

4.2.3.2.1. Hormigones de clase H-21 o mayor : Curva granulométrica comprendida dentro de los límites que determinan las curvas A y B dadas en la Tabla 4.3.

4.2.3.2.2. Hormigones de clase menor de H-21 : Curva granulométrica comprendida dentro de los límites que determinan las curvas A y C dadas en la Tabla 4.3.

4.2.3.2.3. Si la granulometría excede hasta diez (10) unidades porcentuales de los límites de la curva B en el conjunto de tamices IRAM 1,18 mm, 600 micrones y 300 micrones, se considerará que el agregado cumple los requisitos granulométricos especificados.

Las diez (10) unidades porcentuales mencionadas pueden comprender a un (1) solo tamiz o formarse por suma de las unidades porcentuales que exceden los límites de más de uno de los tres (3) tamices indicados.

4.2.3.2.4. En ningún caso el agregado fino tendrá más del 45 % ni menos del 20 % de material retenido en dos (2) tamices consecutivos cualesquiera de los indicados en la Tabla 4.3..

4.2.3.2.5. El módulo de finura del agregado fino, o de su mezcla, se calculará de acuerdo con lo establecido en el artículo 2.1.4.2.

4.2.3.3. El agregado fino puede ser obtenido por mezcla de dos (2) o más arenas. En tal caso los límites establecidos en este Reglamento, incluyendo los granulométricos, deben aplicarse a la mezcla de los agregados finos.

4.2.3.4. Si el módulo de finura del agregado fino recibido en obra, varía más de 0,20 en más o en menos con respecto a la muestra de material aprobado, dicha partida será rechazada.

Tabla 4.3. Curvas granulométricas del agregado fino

Tamices de mallas cuadradas (IRAM 1 501- parte II - Serie suplementaria R 40/3)	Porcentaje máximo que pasa, acumulado, en masa		
	Curva A	Curva B	Curva C
9,5 mm (3/8 ")	100	100	100
4,75 mm (N° 4)	95	100	100
2,36 mm (N° 8)	80	100	100
1,18 mm (N° 16)	50	85	100
600 micrones (N° 30)	25	60	85
300 micrones (N° 50)	10	30	45
150 micrones (N° 100)	2	10	10

4.2.4. Estabilidad frente a una solución de sulfato de sodio

La fracción de agregado fino retenida sobre el tamiz IRAM 300 micrones, al ser sometida a cinco ciclos alternados de inmersión y secado en una solución saturada de sulfato de sodio, (norma IRAM 1 525), arrojará una pérdida de masa menor del diez por ciento (10 %).

4.2.5. Equivalente arena

El equivalente de arena mínimo de un ensayo individual será mayor de 73, y el promedio de tres resultados de ensayos consecutivos será mayor de 75. En caso que el agregado fino no cumpla con las condiciones establecidas, la arcilla en exceso se eliminará por lavado.

Se determinará según norma IRAM 1 682.

4.3. AGREGADOS GRUESOS DE MASA NORMAL (DENSIDAD NORMAL)

4.3.1. Requisitos generales

4.3.1.1. Estarán constituidos por partículas limpias, duras, estables, resistentes, durables y libres de películas superficiales, barros, arcilla, raíces y restos vegetales, yeso, escorias o alguna otra sustancia nociva que pueda perjudicar al hormigón o las armaduras.

4.3.1.2. Cumplirán con los requisitos establecidos en la norma IRAM 1 531, en todo lo que no se oponga a lo establecido en el presente Reglamento.

El Director de Obra puede autorizar el empleo de agregados gruesos que no cumplan con dicha norma y el presente Reglamento, siempre que se haya demostrado un comportamiento satisfactorio en lo que hace a las propiedades mecánicas, estabilidad volumétrica y durabilidad del hormigón producido, a través de ensayos o de su uso en obras de características y bajo condiciones similares a las del proyecto.

4.3.1.3. Los agregados para la elaboración de hormigones, en lo referente a la reacción álcali-agregado, deben cumplir con lo estipulado en el artículo 4.1.2.1..

4.3.1.4. Estarán constituidos por canto rodado total o parcialmente partido, roca partida, o escoria de alto horno enfriada al aire. No contendrán cantidades de partículas lajosas o elongadas, superiores a las especificadas en la Tabla 4.4..

4.3.2. Sustancias perjudiciales

Las cantidades de sustancias perjudiciales contenidas en el agregado grueso no serán mayores que las indicadas en la Tabla 4.4..

Tabla 4.4. Sustancias perjudiciales contenidas en el agregado grueso

Sustancias perjudiciales	Unidad	Máximo admisible	Método de ensayo
Terrones de arcilla y partículas friables	% en masa	2	IRAM 1 647
Finos que pasan el tamiz IRAM 75 micrones (N° 200)		1,0	IRAM 1 540
Agregados gruesos naturales			
Agregados gruesos de trituración (Índice de plasticidad menor de 2 - IRAM 10 502)		1,5	
Partículas lajosas y elongadas		20,0	IRAM 1 687 -1-2
Partículas blandas		5,0	IRAM 1 644
Materias carbonosas		0,5 1,0	IRAM 1 647
Cuando es importante el aspecto superficial			
Otros casos			
Total de otras sustancias perjudiciales		5,0	Por convenio previo
Ftanita (Chert) contenido como impureza y no como constituyente principal		5,0	IRAM 1 649
Sulfatos, expresados como SO ₃	0,075	IRAM 1 647	
Otras sales solubles	1,5	IRAM 1 647	
Cloruros	----	Capítulo 3, Tabla 3.6.	-----

Cuando los agregados gruesos contengan naturalmente cloruros solubles, deben ser lavados para que el hormigón cumpla con los límites especificados en el artículo 3.3.5..

4.3.3. Composición granulométrica

4.3.3.1. La composición granulométrica de los agregados gruesos se determinará clasificando sus partículas mediante los siguientes tamices de abertura cuadrada: 75 mm, 63 mm, 53 mm, 37,5 mm, 26,5 mm, 19,0 mm, 13,2 mm, 9,5 mm y 4,75 mm (IRAM 1 501, parte II, Serie suplementaria R 40/3).

4.3.3.2. El agregado grueso ensayado según norma IRAM 1 505, al ingresar a la hormigonera tendrá una granulometría comprendida dentro de los límites que para cada tamaño nominal se indican en la Tabla 4.5..

Debe estar constituido por una mezcla de dos (2) o más fracciones, que cumplirá con todo lo indicado en la presente especificación, incluyendo los límites granulométricos dados en la Tabla 4.5., cuando:

- a) Se utilice en hormigones de clase mayor de H-21 y el tamaño máximo nominal exceda de 26,5 mm.
- b) Se utilice en hormigones de clase igual o menor de H-21 y el tamaño máximo nominal exceda de 37,5 mm.

4.3.3.3. El tamaño máximo nominal del agregado grueso a utilizar será menor que:

- a) 1/3 del espesor de la losa, o 1/5 de la menor dimensión lineal de cualquier otro elemento estructural.
- b) 3/4 de la mínima separación libre horizontal o vertical entre dos barras contiguas de armaduras, o entre grupos de barras paralelas en contacto directo que actúen como una unidad.

4.3.3.4. En caso que el agregado grueso esté constituido por una mezcla de fracciones, cada una de ellas se almacenará y medirá separadamente.

4.3.4. Estabilidad frente a una solución de sulfato de sodio

El agregado grueso al ser sometido a cinco ciclos alternados de inmersión y secado en una solución saturada de sulfato de sodio, (norma IRAM 1 525), arrojará una pérdida de masa menor del (12 %) doce por ciento.

Tabla 4.5 . Curvas granulométricas del agregado grueso

Tamaño nominal	Porcentajes en masa que pasan por los tamices IRAM de mallas cuadradas									
	63,0	53,0	37,5	26,5	19,0	13,2	9,5	4,75		
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
53,0 a 4,75	100	95 a 100	----	35 a 70	----	10 a 30	----	0 a 5		
37,5 a 4,75	----	100	95 a 100	----	35 a 70	----	10 a 30	0 a 5		
26,5 a 4,75	----	----	100	95 a 100	----	25 a 60	----	0 a 10		
19,0 a 4,75	----	----	----	100	90 a 100	----	20 a 55	0 a 10		
13,2 a 4,75	----	----	----	----	100	90 a 100	40 a 70	0 a 15		
53,0 a 26,5	100	90 a 100	35 a 70	0 a 15	----	0 a 5	----	----		
37,5 a 19,0	----	100	90 a 100	20 a 55	0 a 15	----	0 a 5	----		

4.3.5. Estabilidad de rocas basálticas

Cuando se utilice como agregado grueso roca basáltica, se realizará:

- a) Análisis petrográfico de la estructura y textura de la roca y del tipo, cantidad y distribución de materiales arcillosos. Mediante difracción por rayos X se confirmará la presencia de arcillas expansivas.
- b) El ensayo de estabilidad por inmersión en etilén-glicol, según norma IRAM 1 519., en caso que por la petrografía se detecte la presencia de arcillas expansivas.

El agregado será apto para la elaboración de hormigón, si luego de 30 días de duración del ensayo arroja una pérdida en masa menor del 10 %.

4.3.6. Desgaste Los Angeles

Cada tamaño nominal del agregado grueso, al ser sometido al ensayo de desgaste Los Angeles, (norma IRAM 1 532), arrojará un desgaste igual o menor del 40 %.

4.4. ACOPIO Y MANIPULEO DE AGREGADOS

4.4.1. Los agregados finos y gruesos se almacenarán y emplearán en forma tal que se evite la segregación de partículas, la contaminación con sustancias extrañas y el mezclado de agregados de distintas fracciones. Para asegurar el cumplimiento de estas condiciones, los ensayos para verificar las exigencias de limpieza y granulometría se realizarán sobre muestras extraídas en el lugar de medición de los mismos, previo a su ingreso a la mezcladora.

4.4.2. Se evitará el manipuleo y transporte de los agregados mediante métodos, procedimientos y equipos que produzcan la rotura, desmenuzamiento o segregación de las partículas que los constituyen.

4.4.3. Para evitar su contaminación, los agregados se acopiarán sobre un piso de apoyo constituido por una capa del mismo material de un espesor mínimo de 30 cm., la cual no se empleará para la elaboración de los hormigones, o en su defecto por un hormigón pobre de un espesor no menor de 10 cm., ejecutado sobre suelo compactado.

4.5. AGUA PARA MORTEROS Y HORMIGONES DE CEMENTO PORTLAND

4.5.1. Requisitos

El agua empleada para lavar los agregados, y mezclar y curar el hormigón, cumplirá con los requisitos establecidos en la norma IRAM 1 601.

Si el agua a emplear para lavar los agregados y mezclar y curar los hormigones, no proviene de una red de agua potable, se la debe ensayar en un laboratorio especializado para verificar su aptitud.

4.6. ADITIVOS PARA HORMIGONES

4.6.1. Requisitos generales

4.6.1.1. Los aditivos a emplear en la elaboración de morteros y hormigones de cemento pórtland pueden presentarse en estado líquido o pulverulento, y cumplirán con los requisitos establecidos en la norma IRAM 1 663.

4.6.1.2. Los aditivos se ingresarán a la hormigonera disueltos en el agua de mezclado, con excepción de los aditivos superfluidificantes que pueden introducirse directamente.

4.6.1.3. En estructuras de hormigón armado, pretensado y en aquellas en que queden incluidas piezas, cañerías o elementos de hierro galvanizado, no se usará cloruro de calcio ni aditivos que contengan cloruros, fluoruros o nitratos. (ver el artículo 3.3.5., Tabla 3.6.).

4.6.2. Acopio, identificación y manipuleo

4.6.2.1. En el envase de los aditivos debe constar la marca, tipo de aditivo, la dosis que el fabricante recomienda para su utilización, y la fecha de recepción.

4.6.2.2. Serán conservados en sus envases originales herméticamente cerrados. El acopio se realizará al reparo del sol y de las bajas temperaturas, preferentemente bajo techo, separando e identificando cada marca, tipo y fecha de recepción.

4.6.2.3. Para su utilización debe verificarse que no hayan cumplido su vida útil, y proceder a agitar el contenido del envase antes de la extracción del aditivo.

4.7. ADICIONES MINERALES PULVERULENTAS

4.7.1. Requisitos generales

4.7.1.1. Las adiciones son materiales pulverulentos de origen mineral, natural o industrial, que se pueden agregar a la mezcla en proporciones significativas.

4.7.1.2. Las adiciones normalizadas deben cumplir las especificaciones dadas en las siguientes normas :

Norma IRAM 1 667 - Escorias granuladas de alto horno.

Norma IRAM 1 668 - Puzolanas.

4.7.1.3. Pueden incorporarse otras adiciones como cenizas volantes, microsílíce, polvo de piedra caliza, pigmentos, etc., siempre que se demuestre mediante ensayos que su empleo beneficia las características deseadas del hormigón, sin producir reacciones desfavorables, perjudicar la protección de las armaduras y no afectar la estabilidad volumétrica del hormigón endurecido.

4.7.1.4. Los contenidos máximos de cloruros para las adiciones minerales deben cumplir con el artículo 3.3.5.

4.7.1.5. Los volúmenes que las adiciones aportan a la mezcla de hormigón serán tenidos en cuenta al establecer las proporciones de este.

4.7.2. Provisión y almacenamiento de las adiciones minerales

Para el transporte y almacenamiento de las adiciones minerales pulverulentas rigen las mismas disposiciones que para el cemento pórtland. (ver el artículo 4.1.3.).

4.8. BARRAS, ALAMBRES, CORDONES Y MALLAS DE ACERO PARA ARMADURAS

Las barras, alambres, cordones y mallas de acero para hormigón armado y pretensado, deben cumplir con los requisitos establecidos en las siguientes normas:

4.8.1. Barras, alambres y mallas de acero para hormigón armado

IRAM-IAS U 500-502	-	Barras de acero, laminadas en caliente, lisas y de sección circular, para hormigón armado.
IRAM - IAS U 500-528	-	Barras de acero conformadas, de dureza natural, para hormigón armado.
IRAM - IAS U 500-06	-	Mallas de alambre de acero soldados para hormigón

armado.

IRAM - IAS U 500-26	-	Alambres de acero conformados para hormigón armado.
IRAM - IAS U 500-113	-	Barras de acero para hormigón armado. Método de ensayo de fatiga.
IRAM - IAS U 500-97	-	Barras para hormigón armado. Soldadura.
IRAM - IAS U 500-96	-	Soldaduras. Calificación de soldadores.
IRAM - IAS U 500-138	-	Ente habilitante y entes de calificación y certificación de soldadores y operadores de soldaduras.
IRAM - IAS U 500-164	-	Soldadura. Calificación de procedimientos.
IRAM - IAS U 500-91	-	Ensayo de doblado y desdoblado.

En la Tabla 4.6. se reproduce a título informativo, la identificación de los distintos tipos de acero utilizados para hormigón armado y las principales características físicas y mecánicas, establecidas en cada una de las normas indicadas precedentemente.

Se advierte que, a los fines de este Reglamento, tendrá validez lo establecido en la última versión de las Normas IRAM-IAS mencionadas.

4.8.2. Cordones y alambres para pretensado

IRAM - IAS U 500-03	-	Cordón de siete alambres para hormigón pretensado.
IRAM - IAS U 500-07	-	Cordón de dos o tres alambres para hormigón pretensado.
IRAM - IAS U 500-517	-	Alambres para hormigón pretensado.
IRAM - IAS U 500-114	-	Alambres, barras y cordones de acero para hormigón pretensado. Método de ensayo de relajación isotérmica.
IRAM - IAS U 500-117	-	Alambres, barras, cordones y cables de acero para hormigón pretensado. Método de ensayo de fatiga.

En las Tablas 4.7. y 4.8. se reproducen a título informativo, la identificación de los distintos tipos de acero utilizados para hormigón pretensado, y las principales características físicas y mecánicas, establecidas en cada una de las normas indicadas precedentemente.

Se advierte que, a los fines de este Reglamento, tendrá validez lo establecido en la última versión de las Normas IRAM-IAS mencionadas.

4.8.3. Acopio, identificación y manipuleo

4.8.3.1. Las barras, alambres, cordones y mallas de acero para armaduras se colocarán sobre tirantes o durmientes con separadores de madera u otros materiales, con el fin de impedir que se mezclen los distintos tipos, diámetros y partidas de cada uno de ellos.

4.8.3.2. Los acopios se realizarán separados del suelo o piso, como mínimo a una distancia de 15 cm; debiendo adoptarse todas las medidas tendientes a evitar el crecimiento de malezas en el sector.

Según el uso al que estén destinados se acopiarán respetando las siguientes condiciones:

- a) Acero para uso en hormigón armado: Bajo techo, o a la intemperie por un período no mayor de 60 días.
- b) Acero para uso en hormigón pretensado o postensado: Bajo techo, en locales cerrados y aireados, estibados de forma tal que se produzca circulación de aire entre los rollos.

4.8.3.3. Cada partida de barras, alambres, cordones y mallas de acero para armaduras se identificará con el mismo número de remito de envío y con el tipo y diámetro, colocados en un cartel visible, sujeto al espacio en que están contenidas.

Tabla 4.6. - Tipos de acero para estructuras de hormigón armado y sus propiedades

FORMA DE UTILIZACION EN OBRA		1	2	3	4	5	
		Barras de acero		Alambres de acero		Mallas de acero	
DESIGNACION DEL ACERO (***)		AL 220	ADN 420	ATR 500 P ATR 500 N	AM 500 L	AM 500 P AM 500 N	
ELABORACION DEL ACERO		Laminado en caliente	Dureza natural	Dureza mecánica	Dureza mecánica		
CONFORMACION SUPERFICIAL		Lisa (L)	Nervurada (N)	Alambres Perfilados (P) Nervurados (N)	Alambres ísos	Alambres Perfilados (P) Nervurados (N)	
DESIGNACION ABREVIADA		I	III DN	IV AP y IV AN	IV ML	IV MP y IV MN	
1	Diámetro nominal (d)	6 - 8 - 10 - 12 - 16 20 - 25	6 - 8 - 10 - 12 - 16 20 - 25 - 32 - 40	4 a 12	(**)	4 a 12	
2	Límite de fluencia mínimo ($R_e, R_{p0.2}$)	220	412	490	490	490	
3	Resistencia a la tracción mínima (R)	340	500	550	550	550	
4	Alargamiento porcentual de rotura, mínimo (A_{10})	18	12	6	6	6	
5	Resistencia al corte de las uniones soldadas en las mallas mínima	-----	-----	-----	0,175 S_{max} (*)	0,15 S_{max} (*)	
6	Diámetro del mandril de doblado. Angulo de doblado 180°	2 d	d ≤ 25 d = 32 d = 40	4 d	4 d	4 d	

(*) S_{max} - Área de la sección nominal transversal del alambre de mayor diámetro de la unión soldada, en mm².
 (**) Estos alambres no deben ser utilizados como armadura resistente a excepción de que formen parte de un sistema constructivo industrializado, aprobado por la Subsecretaría de Vivienda de la Nación a través del Certificado de Aptitud Técnica correspondiente.
 (***) La designación corresponde al valor característico del límite de fluencia del acero.
 Nota: Se advierte que, a los fines de este Reglamento, tendrá validez la última versión de las Normas (RAM-IAS) mencionadas en el artículo 4.8.1.

Tabla 4.7. - Tipos de alambres para estructuras de hormigón pretensado y sus propiedades

Denominación de los productos. Norma a la que responde	1	2	3	4	5	6	7	8							
								Alargamiento porcentual de rotura							
	Designación	Díametro nominal	Conformación superficial	Límite convencional de fluencia mín $R_{p0,2}$	Resistencia a la tracción mín R	Carga al 1% de alargamiento total mín Q_1	Carga de rotura mín Q_t	Mínimo	Longitud de referencia L_0	Bajo carga sobre 200 mm mín A_1					
		mm		MPa	MPa	kN	kN	%	mm	%					
Alambres IRAM - IAS U 500 - 517	APL - 1700	4,0	Liso	1500	1700	---	---	4,6	50	---					
		5,0									5,0	50	---		
		7,0												5,0	70
APC - 1800 (*)	---	2,6	Conformado	---	---	7,6	9,5	---	---	2,5					
		3,4									13,0	16,2	---	---	2,5
		4,2													
APC - 1650 (*)	---	5,2	---	---	---	28,2	35,3	---	---	2,5					

(*) - Los valores de designación corresponden aproximadamente a la resistencia a la tracción nominal del alambre en megapascal (MPa).

Nota: Se advierte que, a los fines de este Reglamento, tendrá validez lo establecido en la última versión de la Norma IRAM-IAS mencionada.

Tabla 4.8. Tipos de cordones para estructuras de hormigón pretensado y sus propiedades

Denominación de los productos. Norma a la que responden	1	2	3	4	5	6		7	8	
						Relajación normal RN	Relajación baja BR		sobre 200 mm	sobre 600 mm
	Designación (*)	Construcción del cordón	Díametro nominal de los alambres	Díametro nominal del cordón	Conformación superficial de los alambres	Carga al 1 % de alargamiento total Q_1		Carga de rotura mínima Q_t	Alargamiento de rotura bajo carga mínima A_1	
			mm	mm		kN	kN	kN	%	%
Cordón de dos o tres alambres IRAM - IAS U 500 - 07	C - 1800	2 x 1,84	1,84	---	Liso	8,1	---	9,5	2,5	---
		2 x 2,40	2,40	---		13,8	---	16,2		
	3 x 2,40	2,40	---	20,7		---	24,3			
	3 x 3,00	3,00	---	30,0		---	35,3			
	3 x 4,00	4,00	---	52,9		---	62,2			
Cordón de siete alambres IRAM - IAS U 500 - 03	C - 1750	---	---	9,5	Liso	75,6	80,1	89,0	---	3,5
		---	---	12,7		136,0	144,0	160,0		
		---	---	15,2		204,0	216,0	240,0		
	C - 1900	---	---	12,7		156,0	166,0	184,0		
		---	---	15,2		222,0	235,0	261,0		

(*) - Los valores de designación corresponden aproximadamente a la resistencia a la tracción nominal del cordón, expresada en Megapascal (Mpa).
Nota: Se advierte que, a los fines de este Reglamento, tendrá validez lo establecido en la última versión de las Normas IRAM-IAS mencionadas.

CAPITULO 5 PROPIEDADES DEL HORMIGON FRESCO Y CRITERIOS PARA LA DOSIFICACION DE MEZCLAS

5.1. CONSISTENCIA DEL HORMIGON

5.1.1. Requisitos generales

El hormigón tendrá una consistencia acorde con las características de los elementos estructurales a hormigonar y con los medios disponibles para su transporte, colocación y compactación, sin que se produzca segregación ni exudación perjudicial.

Dicha consistencia se debe lograr con la menor cantidad de agua que permita lograr el llenado de los encofrados, y obtener estructuras compactas y bien terminadas.

5.1.2. Rangos de consistencia

5.1.2.1. La Tabla 5.1. establece cuatro (4) rangos de consistencia de los hormigones, medidos con los ensayos de Asentamiento del Cono de Abrams (IRAM 1 536) y Extendido en la Mesa de Graf (IRAM 1 690).

Una vez definida la consistencia nominal de la mezcla, ella debe mantenerse en obra dentro de las tolerancias que se indican en la Tabla 5.1.

Tabla 5.1. Asentamiento y extendido

Consistencia	Asentamiento (A) (cm)		Extendido (E) (cm)	
	Rango	Tolerancia	Rango	Tolerancia
Seca	$A \leq 5,0$	$\pm 1,5$	-----	-----
Plástica	$5,0 < A \leq 10,0$	$\pm 2,5$	-----	-----
Blanda	$10,0 < A \leq 15,0$	$\pm 3,0$	$50 < E \leq 55$	$\pm 3,0$
Fluida (*)	$15,0 < A$	$\pm 3,0$	$55 < E \leq 60$	$\pm 3,0$
(*) Ver el artículo 6.1.2.3.				

5.1.2.2. Las mezclas de consistencia fluida se utilizarán únicamente en los siguientes casos:

- a) En hormigones de clase igual o menor a H-17 : Se recomienda no emplear asentamientos mayores de 15,0 cm, salvo utilizando un aditivo superfluidificante, en la dosis recomendada por el fabricante . En casos excepcionales, y sin el empleo de un aditivo superfluidificante, se pueden elaborar hormigones de clases H-13 y H-17 con un asentamiento no mayor de 18.0 cm, incluida la tolerancia, y un contenido mínimo de cemento pórtland igual a 340 o 380 kg por metro cúbico de hormigón, respectivamente.
- b) En hormigones de clase mayor a H-17; Exclusivamente si los mismos contienen un aditivo superfluidificante, en la dosis recomendada por el fabricante.

5.2. AIRE INTENCIONALMENTE INCORPORADO

Cuando de acuerdo al tipo de exposición, indicado en la Tabla 3.7., se requiera la incorporación intencional de aire , el porcentaje total estará comprendido dentro de los límites establecidos en la Tabla 5.2., en función del tamaño máximo del agregado grueso.

Tabla 5.2. Total de aire natural e intencionalmente incorporado al hormigón

Tamaño máximo del agregado grueso	Total de aire natural e intencionalmente incorporado al hormigón de acuerdo al tipo de exposición (Tabla 3.7.)	
	2b-3-4a-4d-5c	4c-5a-5b
(mm)	(% , en volumen)	
13,2	7,0 ± 1,5	6,0 ± 1,5
19,0	6,0 ± 1,5	5,0 ± 1,5
26,5	5,0 ± 1,0	4,5 ± 1,0
37,5	4,5 ± 1,0	4,0 ± 1,0
53,0	4,0 ± 1,0	3,5 ± 1,0

5.3. CONTENIDO DE MATERIAL PULVERULENTO QUE PASA EL TAMIZ IRAM 300 MICRONES

Se considera material pulverulento a la suma, en masa, de las partículas del cemento pórtland, las adiciones minerales pulverulentas y la fracción de los agregados que pasan el tamiz IRAM 300 micrones (N° 50). Se recomienda que el contenido de material pulverulento sea el indispensable para lograr una adecuada trabajabilidad del hormigón y no menor del indicado en la Tabla 5.3..

Tabla 5.3. Contenido de material que pasa por el tamiz IRAM 300 micrones (N° 50)

Tamaño máximo del agregado grueso	Contenido de material que pasa por el tamiz IRAM 300 micrones (N° 50).
(mm)	Kg por metro cúbico de hormigón.
13,2	480
19,0	440
26,5	410
37,5	380
53,0	350

5.4. DOSIFICACION DEL HORMIGON

5.4.1. Requisitos generales

5.4.1.1. La composición del hormigón será la necesaria para que el mismo tenga :

- La consistencia y trabajabilidad requeridas para su adecuado escurrimiento entre las armaduras y para el llenado completo de los encofrados, sin que se produzca segregación o exudación excesiva del hormigón.
- La resistencia mecánica y demás características especificadas para el hormigón endurecido. (ver los artículos 3.2. y 3.4).
- Las condiciones necesarias para la protección de las armaduras contra la corrosión.
- La durabilidad requerida para resistir las condiciones de agresividad del medio ambiente en el lugar de emplazamiento de la estructura. (ver el artículo 3.3.).

5.4.1.2. A los efectos del presente capítulo, es de aplicación la definición de ensayo que consta en el artículo 2.4.1.

Los ensayos de resistencia de rotura a la compresión se deben realizar sobre probetas cilíndricas de 15,0 cm de diámetro y 30,0 cm de altura, moldeadas y curadas según normas IRAM 1 524 o 1 534, y ensayadas a compresión según norma IRAM 1 546. Cuando el tamaño máximo del agregado grueso sea menor o igual a 19 mm, se pueden utilizar probetas cilíndricas de 10,0 cm de diámetro por 20,0 cm de altura.

Dichos ensayos se realizarán a las edades de diseños establecidas en el artículo 3.2.3., Tabla 3.2. o eventualmente, a la edad que establezca el Proyectista de la Obra en los planos o Especificaciones Técnicas Particulares de la obra.

Cuando los criterios de diseño se basen en la resistencia a tracción por compresión diametral, se deben moldear y curar probetas cilíndricas adicionales a las requeridas en el artículo 6.2.2., según norma IRAM 1 524 . Las mismas serán ensayadas de acuerdo con el procedimiento establecido en la norma IRAM 1 658.

5.4.1.3. La dosificación del hormigón se establecerá en forma racional, en base a información de experiencias previas y/o mediante la preparación de mezclas de prueba en el laboratorio o en la obra. En ambos casos con materiales y equipos similares a los que se van a utilizar. (ver los artículos 5.4.4.1. y 5.4.4.2.)

Se puede establecer en forma empírica la dosificación para hormigones de clase H-8 y H-13, cuando se cumplan los requisitos especificados en el artículo 5.4.4.3.

5.4.2. Estimación de la resistencia media de diseño de la mezcla

El hormigón se proyectará de modo tal que su resistencia media de rotura a compresión a la edad de diseño a la que se especificó su resistencia característica a compresión, sea la mayor entre las que se pueden obtener aplicando las siguientes expresiones :

$$f'_{cm} = f'_{ck} + 1,65 \cdot s \quad (1.a)$$

$$f'_{cm} = 0,85 \cdot f'_{ck} + 2,33 \cdot s \quad (1.b)$$

$$f'_{cm} = (f'_{ck} + k_1) + \frac{2,33}{\sqrt{3}} \cdot s \quad (1.c)$$

siendo:

f'_{ck} la resistencia característica de rotura a compresión, especificada.

f'_{cm} la resistencia media de rotura a la compresión a la edad de diseño.

s la desviación normal

k_1 el estimador, función de la forma de medición de los materiales y del plan de muestreo del hormigón, según Tabla 6.2.

Se calculará la desviación normal de los ensayos, (ver el artículo 2.6.3.), si se dispone de treinta

(30) o más resultados de resistencias a la compresión de probetas moldeadas, curadas y ensayadas en forma normalizada, (ver el artículo 6.2.2.), obtenidos dentro de los últimos doce (12) meses en la construcción de obras realizadas con materiales medidos en masa, equipos y procedimientos de control de calidad y condiciones de trabajo similares a la obra a ejecutar, y se aplicará a la estimación de la resistencia media de diseño para el nuevo proyecto.

Si no se cuenta con esos registros, se adoptarán los valores de desviación normal indicados en la Tabla 5.4.

En ambos casos, a medida que avance la obra y se disponga de treinta (30) o más ensayos consecutivos, se puede calcular su desviación normal y con ese valor reajustar la mezcla.

En ningún caso la desviación normal a utilizar en la estimación de la resistencia media de diseño de la mezcla será menor de 3 MPa.

Tabla 5.4. Valores a adoptar para la desviación normal

Clase de Hormigón	Valores a adoptar para la desviación normal, cuando no se cuenta con información (MPa), midiendo los materiales en :		
	Todos en masa	Cemento: Bolsa entera Agua: Controlada Agregados: En Volumen	Cemento: Bolsa entera Agua: Sin Control Agregados: En Volumen
H-8	3,0	4,0	5,0
H-13	5,0	7,0	9,0
H-17	5,0	7,0	-----
H-21 a H-47	5,0	-----	-----

5.4.3. Elección de la razón agua/cemento

- a) La razón agua/cemento con que se debe proyectar el hormigón será la menor de las dos siguientes :
 - La necesaria para alcanzar la resistencia media de dosificación establecida en el artículo 5.4.2.
 - Las máximas especificadas por durabilidad y por uso en los artículos 3.3. y 3.4., Tablas 3.7. y 3.8..
- b) Cuando se use cemento pórtland más una adición mineral pulverulenta, se puede reemplazar la razón agua/cemento (a/c) por la razón agua/ cemento efectiva $[a/(c+x)]$,

que tenga en cuenta la suma del cemento pórtland (c) y la cantidad y eficiencia de la adición (x). Esto debe ser respaldado con experiencias de laboratorio o de obras anteriores.

5.4.4. Determinación de la composición y proporciones de los materiales del hormigón

La determinación de la composición y proporciones de los materiales del hormigón se puede establecer en forma :

- Racional mediante pastones de prueba. (ver el artículo 5.4.4.1.).
- Racional utilizando información de obras anteriores. (ver el artículo 5.4.4.2.).
- Empírica. (ver el artículo 5.4.4.3.).

5.4.4.1. Dosificación racional mediante pastones de prueba

Para la clase de hormigón, materiales y condiciones de elaboración con que se ejecutará la obra, la dosificación se establecerá experimentalmente, en base a la preparación y ensayo de pastones de prueba, elaborados bajo las siguientes condiciones :

- a) Se emplearán tres (3) razones agua/cemento distintas, que comprendan a la elegida según el artículo 5.4.3..
- b) El asentamiento del hormigón será el especificado para la estructura a construir, con las tolerancias admitidas en la Tabla 5.1 del artículo 5.1.2..
- c) Si se especifica incorporar aire al hormigón, el por ciento total de aire incorporado será el especificado para la estructura a construir, con las tolerancias admitidas en la Tabla 5.2. del artículo 5.2..
- d) Para cada razón agua/cemento se moldearán por lo menos tres (3) probetas cilíndricas de 15,0 cm de diámetro y 30,0 cm de altura, para la edad de diseño y edades de ensayo adicionales que se deseen, las cuales se prepararán, curarán y acondicionarán para su ensayo en un todo de acuerdo con lo establecido en las normas IRAM 1 524 o 1 534.

Los ensayos de resistencia a la compresión se realizarán en las condiciones que establece la norma IRAM 1 546, a la edad de diseño que corresponda, en un todo de acuerdo con lo establecido en el artículo 3.2.3., Tabla 3.2..

- e) Con los resultados de los ensayos de resistencia a la compresión se trazará una curva que relacione las razones agua/cemento del hormigón con las resistencias medias de rotura a la compresión.

De la curva trazada se obtendrá, para la resistencia media de dosificación establecida, la razón agua/cemento a usar.

- f) La mezcla resultante se debe ajustar posteriormente con los materiales y equipos disponibles en la obra.

5.4.4.2. Dosificación racional basada en información de experiencias previas

La dosificación del hormigón puede calcularse mediante métodos racionales aplicados a información experimental obtenida en obra o en laboratorio, siempre que se cumplan las siguientes condiciones :

- La información se haya obtenido mediante ensayos realizados dentro de los últimos doce (12) meses.
- Los ensayos corresponden a trabajos de obra o de laboratorio realizados con los mismos materiales, equipos y condiciones de diseño similares a las que se utilizan en la obra que motiva la dosificación a realizar.
- La mezcla sea finalmente ajustada en obra con los equipos y materiales de producción industrial.

5.4.4.3. Dosificación del hormigón establecido en forma empírica

Se pueden adoptar dosificaciones empíricas en base a proporciones preestablecidas, para hormigones de **clase igual o menor de H-13** , si se cumplen las siguientes condiciones :

- a) La mezcla debe ser aprobada por el Director de Obra.
- b) Las **condiciones de exposición son del tipo 1 o 2a**, según lo establecido en el artículo 3.3., Tablas 3.3 , 3.4. y 3.5.
- c) Se utiliza cemento pórtland normal y se aseguran los contenidos mínimos indicados en la Tabla 5.5.
- d) No se utilizarán aditivos ni adiciones minerales de ningún tipo.
- e) El asentamiento será igual o menor de 15,0 cm.

Tabla 5.5. Contenido mínimo de cemento pórtland por metro cúbico de hormigón

Clase de hormigón	Contenido mínimo de cemento pórtland por metro cúbico de hormigón (kg)	
	Asentamiento menor de 10,0 cm	Asentamiento 10,0 cm a 15,0 cm
H-8	250	300
H-13	300	350

CAPITULO 6 - CONTROL Y RECEPCION

El control y la recepción del hormigón que se utiliza en una obra se deben realizar mediante ensayos para verificar el cumplimiento de las propiedades especificadas para el hormigón fresco y endurecido.

6.1. HORMIGON FRESCO

6.1.1. Extracción de muestras de hormigón fresco

6.1.1.1. Las tomas de muestras del hormigón fresco se efectuarán en la descarga de la motohormigonera o en la boca de la mezcladora, cuando no se transporte en motohormigonera, en la forma y condiciones que establece el presente Reglamento.

6.1.1.2. Cada muestra de hormigón fresco se extraerá de un pastón distinto elegido al azar, o de acuerdo a un plan de muestreo elaborado previamente a la iniciación de las operaciones de hormigonado.

La muestra una vez homogeneizada, será de un volumen un 40 % mayor que el necesario para realizar todos los ensayos de control previstos, incluyendo el moldeo de las probetas para ensayos de resistencia.

Si la hormigonera es fija, la muestra de hormigón fresco se extraerá del volumen comprendido entre el 15 % y el 85 % del pastón. En el caso particular del hormigón elaborado, se extraerá de la motohormigonera después de haberse descargado el primer y antes del último 1/4 de metro cúbico del pastón, de acuerdo con lo especificado por la norma IRAM 1 666, Parte I.

6.1.1.3. La determinación del número total de muestras de hormigón fresco a extraer para la realización de los ensayos de aceptación, es responsabilidad del Director de Obra.

El número mínimo de muestras de hormigón fresco a extraer, en función del volumen de hormigón colocado, se indica en el artículo 6.2.4., Tabla 6.1., el cual puede utilizarse como una guía para realizar el plan de muestreo.

6.1.2. Consistencia del hormigón

6.1.2.1. La consistencia del hormigón fresco se determinará conforme a lo establecido en el artículo 5.1., con los ensayos de Asentamiento del Cono de Abrams (IRAM 1 536) o de Extendido en la Mesa de Graf (IRAM 1 690).

6.1.2.2. El asentamiento del hormigón se medirá en valor entero al centímetro , redondeándolo al valor más cercano.

6.1.2.3. Para medir la consistencia de hormigones fluidos, es habitual medir el asentamiento con el Cono de Abrams. No obstante, es preferible realizarlo con la mesa de Graf por su mayor sensibilidad.

6.1.2.4. Durante las operaciones de hormigonado, la consistencia del hormigón se controlará permanentemente por observación visual. El control mediante ensayos para cada clase de hormigón se realizará como mínimo :

- Diariamente al iniciar las operaciones de hormigonado y, posteriormente no menos de dos (2) veces por día.
- Cuando se observe una variación significativa de la consistencia, respecto a la especificada.
- Cada vez que se moldeen probetas para ensayos de resistencia.

6.1.2.5. Cuando en obra, el asentamiento supere en más a las tolerancias establecidas en el artículo 5.1.2., Tabla 5.1., respecto del máximo especificado, se procederá a repetirlo con otra porción de la misma muestra de hormigón. Si con el nuevo resultado de asentamiento se obtiene el mismo resultado, se considerará que el hormigón no cumple con las condiciones especificadas.

6.1.3. Masa de la unidad de volumen del hormigón fresco (IRAM 1 562)

6.1.3.1. Cuando el Director de Obra lo juzgue necesario, y se extraiga una muestra de hormigón fresco para el moldeo de probetas, se determinará la masa de la unidad de volumen del hormigón.

Este ensayo permite apreciar variaciones en el contenido unitario de cemento pórtland y en la uniformidad de la composición del hormigón, por lo cual es conveniente realizarlo frecuentemente.

6.1.3.2. Se considerará que los distintos hormigones de una misma Clase incorporados a una obra son uniformes, cuando sus masas unitarias determinadas por ensayo (IRAM 1 562) no difieran en más o en menos de un dos por ciento (2 %) de la masa unitaria teórica de la mezcla propuesta. En caso contrario se considerará que dichos hormigones no cumplen con las condiciones especificadas.

6.1.4. Temperatura del hormigón fresco, en el momento de colocación en los encofrados

6.1.4.1. Se controlará la temperatura del hormigón fresco, en los siguientes casos:

- En tiempo frío, de acuerdo con lo establecido en el artículo 10.1..

- En tiempo caluroso, de acuerdo con lo establecido en el artículo 10.2..
- Cuando se haya especificado una temperatura de colocación, por características particulares en la estructura.

En esos casos se medirá la temperatura del hormigón fresco, con precisión de 1 °C, cada vez que se mida el asentamiento y no menos de una (1) vez cada 2 horas.

6.1.5. Contenido de aire total del hormigón fresco (IRAM 1 602 o 1 562)

6.1.5.1. Cuando el Proyectista de la Estructura haya especificado el empleo de hormigones con aire intencionalmente incorporado en su masa, se debe verificar, mediante ensayos, que el hormigón lo contenga en la cantidad requerida. Ello se debe hacer :

- Diariamente al iniciar las operaciones de hormigonado.
- Cada vez que se determine el asentamiento del hormigón o se moldeen probetas para ensayos de resistencia.
- Cuando se observen variaciones de la consistencia del hormigón.

6.1.5.2. El ensayo para la determinación del contenido de aire total del hormigón fresco se debe realizar inmediatamente antes de colocarlo en los encofrados.

6.1.5.3. Cuando el porcentaje de aire del hormigón en obra difiera más de las tolerancias establecidas en el artículo 5.2., Tabla 5.2., respecto del porcentaje de aire máximo especificado se procederá a repetirlo con otra porción de la misma muestra de hormigón. Si con el nuevo porcentaje de aire obtenido se repite el resultado anterior, se considerará que el hormigón no cumple con las condiciones especificadas.

6.2 RESISTENCIA POTENCIAL DEL HORMIGON ENDURECIDO

6.2.1. Juzgamiento

El juzgamiento de la resistencia potencial del hormigón se realizará mediante resultados de ensayos de probetas moldeadas con muestras de hormigón extraídas de obra.

6.2.2. Moldeo de probetas

De cada muestra de hormigón fresco se moldearán como mínimo dos (2) probetas cilíndricas, las que constituirán un ensayo (ver el artículo 2.4.1.), identificándose el elemento y sector en donde se colocará el hormigón que ellas representan.

El moldeo y curado de las mismas se realizará de acuerdo con la norma IRAM 1 524, y se ensayarán de acuerdo con lo establecido en la norma IRAM 1 546.

6.2.3. Edad de ensayo

Para juzgar la resistencia potencial del hormigón, las probetas moldeadas se ensayarán a las edades de diseño que constan en el artículo 3.2.3., Tabla 3.2..

6.2.4. Cantidad de muestras a extraer

6.2.4.1. El número de muestras a extraer será igual o mayor que el que se establece en este Reglamento.

6.2.4.2. En estructuras de edificios de varios pisos se extraerán tres (3) o más muestras por piso en elevación o de subsuelo. Desde este punto de vista se considerará que el conjunto de elementos estructurales que constituyen las fundaciones del edificio son equivalentes a un (1) piso. Como mínimo se extraerán tres (3) muestras por día de hormigonado, para cada clase de hormigón.

6.2.4.3. Cuando en una estructura el volumen total de una misma clase de hormigón sea tal que la cantidad de muestras a extraer según el presente Reglamento proporcione menos de seis (6) ensayos, deben realizarse seis (6) o más ensayos.

6.2.4.4. Cumpliéndose las condiciones precedentes, las cantidades mínimas de muestras a extraer estarán regidas por lo establecido en la Tablas 6.1. y 6.2.

Tabla 6.1. Cantidad mínima de muestras a extraer

Clase de Hormigón	Por día de trabajo, de un pastón elegido al azar, extraer una muestra de hormigón por cada		
	Cantidad de metros cúbicos	Cantidad de pastones	Cantidad de metros cuadrados
Igual o menor que H-17	70 m ³ o fracción menor	140 pastones o cantidad menor	140 m ² o fracción menor
Mayor de H-17	50 m ³ o fracción menor	100 pastones o cantidad menor	100 m ² o fracción menor

6.2.5. Evaluación de los resultados de ensayos para determinar la resistencia característica potencial de una determinada clase de hormigón.

La recepción del hormigón se debe realizar utilizando una de las dos metodologías que se mencionan a continuación y que se especifican en los artículos 6.2.5.1. y 6.2.5.2. según

corresponda:

- a) Mediante la determinación y seguimiento de la resistencia característica, utilizando matemática estadística y cartas de control, aplicados a un número grande de ensayos.

Puede ser empleada cuando la planta elaboradora del hormigón está instalada en la obra o en el obrador de la misma, el Director de Obra tiene acceso permanente a la planta y a la realización de los ensayos de control, y se conocen los parámetros estadísticos de la producción.

Esta metodología es de aplicación en obras importantes, producción continua y con acopios significativos en planta.

- b) Con estimadores de la resistencia característica, basados en un número reducido de ensayos.

Es de aplicación cuando no se tiene acceso a la planta y el hormigón se recibe en obra en forma puntual, o se produce en obra con acopios reducidos. Se desconocen los parámetros estadísticos correspondientes a la producción.

6.2.5.1. Control de recepción mediante la determinación de la resistencia característica.

Esta metodología se puede aplicar cuando el hormigón se elabora con un control estricto desde la recepción de los materiales hasta la entrega del hormigón, y se cumplen las siguientes condiciones :

- Control de recepción de los materiales y verificación periódica de sus características de empleo.
- Acopio de materiales en condiciones y cantidades suficientes para una producción mínima de 7 días.
- Medición de todos los materiales en masa. Registro continuo de pesadas y verificación periódica de los equipos de pesado y de las mezcladoras.
- Mezcla dosificada racionalmente, con corrección de materiales por humedad.
- Muestreo periódico del hormigón y seguimiento de sus propiedades en estado fresco y de la resistencia a la edad de diseño, y a una edad anterior que se pueda correlacionar con la de diseño.
- Determinación de la resistencia media, desviación normal y resistencia característica con un mínimo de 30 resultados de ensayos.

- Utilización de tablas y gráficos de control tales como: valores individuales, media móvil, característica móvil, "cusum", etc., que permitan el seguimiento de las variaciones de resistencia, con detección de variaciones de tendencias de variables sesgadas.
- Cálculo periódico de la resistencia característica y de la desviación normal.

Cumplidas las condiciones anteriores, se considera que el hormigón utilizado posee la resistencia especificada cuando :

- a) La media aritmética de los resultados de los ensayos de resistencia será igual o mayor que la resistencia característica especificada más 1,65 por la desviación normal de los resultados de los ensayos del hormigón de la obra.

$$f'_{cm} \geq f'_{cke} + 1,65 \cdot s_n \quad (2)$$

- b) La resistencia media móvil de todas las series posibles de tres (3) ensayos consecutivos, correspondientes a un mismo día de hormigonado, es igual o mayor que la resistencia característica especificada.

$$f'_{cm3} \geq f'_{cke} \quad (3)$$

- c) El resultado de cada uno de los ensayos será igual o mayor que el 85 % de la resistencia característica especificada.

$$f'_{ci} \geq 0,85 \cdot f'_{cke} \quad (4)$$

siendo :

f'_{cm} Media aritmética de los resultados de los ensayos de resistencia.

f'_{cke} Resistencia característica especificada.

f'_{cm3} Resistencia media móvil de cada serie de tres (3) ensayos consecutivos.

f'_{ci} Resistencia de un ensayo.

- s_n Desviación normal de los resultados de los ensayos del hormigón de la obra en ejecución, siempre que el valor móvil de los últimos quince ensayos se mantenga acotado dentro del rango $0,63 s_n - 1,37 s_n$. En caso contrario se utilizará el valor de la desviación normal correspondiente al período de obra en análisis, en el cual se verifique que todo el hormigón de una misma clase pertenece a la misma población, con distribución de frecuencias aproximadamente simétrica.

6.2.5.2. Control de recepción mediante estimadores.

Cuando el hormigón se recibe en obra en forma puntual o se produce en la misma con acopios reducidos, la resistencia para cada clase de hormigón se evaluará con estimadores basados en un número reducido de ensayos.

En este caso se debe analizar el hormigón de una misma clase recibido durante un intervalo de tiempo durante el cual la producción ha sido continua, salvo interrupciones menores de tres horas.

Se considerará que todo el hormigón recibido en ese período posee la resistencia característica especificada si se cumplen las condiciones indicadas en los apartados a) y b) siguientes:

- a) La resistencia media móvil de todas las series posibles de tres (3) ensayos consecutivos, correspondientes a un mismo día de hormigonado, es igual o mayor que la resistencia característica especificada más el valor k_1 establecido en la Tabla 6.2..

$$f'_{cm3} \geq f'_{cke} + k_1 \quad (5)$$

- b) El resultado de cada uno de los ensayos será igual o mayor que el 85 % de la resistencia característica especificada.

$$f'_{ci} \geq 0,85 \cdot f'_{cke} \quad (6)$$

siendo:

f'_{cm3} media móvil de los resultados de tres ensayos consecutivos.

f'_{ci} ensayos individuales, promedio del resultado de ensayo de dos o más probetas.

k_1 valor indicado en la Tabla 6.2. en función de la clase de hormigón y forma de medición de los materiales.

Tabla 6.2. Valores para el coeficiente k_1

Medición de los materiales	Relación entre la cantidad de pastones de una misma clase de hormigón y el número de muestras extraídas para dicha clase	k_1 (MPa)
En masa	1 a 4	3
	Mayor de 4	5
Cemento: en masa Resto: en volumen	En todos los casos	7

6.2.5.3. Cuando alguno de los valores individuales o de las medias móviles no cumplan con las correspondientes condiciones indicadas en el artículo 6.2.5.2. a) y b), se debe acotar el volumen de hormigón representado por las muestras defectuosas. A ese efecto se considerará que:

- Si una o más medias móviles no cumple con el artículo 6.2.5.2.a), pero los valores individuales comprendidos en ellas satisfacen el artículo 6.2.5.2.b), se considerará defectuoso todo el hormigón recibido durante el período comprendido entre la extracción de la primera y la última muestras utilizadas en el cálculo de las mismas.
- Si un ensayo individual no cumple con el artículo 6.2.5.2.b), pero la media móvil que lo incluye satisface el artículo 6.2.5.2.a), se considerará defectuoso a todo el hormigón recibido durante el período comprendido entre la extracción de las muestras anterior y posterior más próximas a la defectuosa, cuyos resultados de ensayos individuales satisfagan el artículo 6.2.5.2.b).

6.2.5.4. Cuando se tengan condiciones de provisión de hormigón similares a las consideradas en el artículo 6.2.5 pero, por el volumen de hormigón recibido en un mismo período de trabajo continuo y el plan de muestreo aplicado, se dispone de 30 o más ensayos, se puede aplicar a dicho hormigón la metodología de evaluación descrita en el artículo 6.2.5.1.

6.2.5.5. Cuando se utilice hormigón elaborado que se encuadre en los alcances de la norma IRAM 1 666, por convenio previo entre la Empresa Constructora y el Proveedor de Hormigón, y con la aprobación del Director de Obra, se puede reemplazar los valores de k_1 de la Tabla 6.2., por los establecidos en el artículo 5.2.2.3.3.1.a), de la norma IRAM 1 666, Parte I.

Es condición necesaria para la aplicación de lo establecido precedentemente en esta cláusula, que

el Proveedor de Hormigón cuente en su planta, con condiciones de elaboración y de control de calidad que aseguren, a juicio del Director de Obra, la resistencia característica especificada.

6.2.6. Obras de menor riesgo estructural

Excepcionalmente y para condiciones normales de trabajo, el Director de Obra puede prescindir de realizar la extracción de muestras de hormigón fresco para juzgar la resistencia potencial del hormigón de obra, asumiendo total responsabilidad por las consecuencias de la decisión que al respecto adopte.

Ello implica, que a su juicio, dispone de suficientes resultados confiables de ensayos previos (ver el artículo 5.4.4.2.), que son suficientemente representativos del hormigón con que se construye la estructura, y se cumplen las siguientes condiciones:

- El volumen total de hormigón de la estructura es menor de 120 metros cúbicos.
- Se utiliza hormigón H-13 y se cumplen las exigencias mínimas establecidas en el artículo 5.4.4.3., Tabla 5.5., y las del Capítulo 7.
- La estructura de hormigón estará compuesta como máximo por una (1) planta baja, dos (2) pisos altos y un sótano de no más de 3,50 metros de profundidad, y tendrá las siguientes características:
 - a) Sobrecargas útiles predominantemente estáticas " p " igual o menor de 5,0 kN/m² y eventualmente cargas concentradas " P " igual o menor de 7,5 kN. En el caso de varias cargas concentradas por metro cuadrado, su suma no sobrepasará el equivalente de 5,0 kN.
 - b) Losas con luces igual o menor a 4,50 metros.
 - c) Vigas con luces igual o menor a 6,00 metros.
 - d) Columnas con esbeltez mecánica menor a 70.
 - e) Apeos sobre vigas con una carga máxima de 300 kN.
 - f) Recubrimiento mínimo de 20 mm para estructuras con tipos de exposición 1 y 2a (ver Tablas 3.3. y 12.1.). Para los restantes tipos de exposición se aplica la Tabla 12.1..
 - g) Si se opta por hormigón visto, el contenido mínimo de cemento será de 380 kg/m³.

6.3. JUZGAMIENTO DE LA RESISTENCIA PARA VALORAR EL GRADO DE ENDURECIMIENTO DEL HORMIGÓN

6.3.1. Casos en que debe juzgarse

Este artículo contempla los casos en que se requiere conocer el grado de endurecimiento del hormigón (desarrollo de resistencia in situ), para poder valorar :

- Las condiciones de protección y de curado del hormigón. (ver los artículos 7.11.3. y 7.12.3.g).
- La oportunidad de realizar las operaciones de desencofrado. (ver el artículo 11.2.2.)
- La resistencia del hormigón como requisito previo para aplicar tensiones o cargas a la estructura.
- La resistencia del hormigón para iniciar el movimiento y traslado de los elementos premoldeados.
- Otras condiciones que sean necesarias por circunstancias propias de la estructura o su construcción.

6.3.2. Moldeo y curado de probetas

Para juzgar el grado de endurecimiento se deben moldear probetas de hormigón adicionales a las requeridas en el artículo 6.2., y ensayarlas a la compresión.

6.3.3. Cantidad de ensayos

El grado de endurecimiento del hormigón se determinará en base al promedio de, como mínimo, dos (2) resultados de ensayos provenientes de dos (2) pastones distintos, empleados para la construcción de los elementos estructurales. A ese efecto se deben cumplimentar las siguientes condiciones :

- a) Se moldearán grupos de dos (2) probetas adicionales cada uno (un ensayo), con muestras extraídas del mismo hormigón que se colocó en los elementos estructurales a verificar. Es aconsejable moldear también dos (2) probetas para ensayar según las condiciones establecidas en el artículo 6.2.
- b) La cantidad total de grupos de probetas adicionales a moldear, dependerá de la cantidad de variables a controlar según el artículo 6.3.1., de las diferentes edades de ensayo a que se realizarán los controles y de la importancia del elemento estructural.

En los elementos a pretensar o postensar es aconsejable realizar los controles indicados en el párrafo anterior, a cada elemento estructural.

- c) Las probetas serán moldeadas y ensayadas según lo establecido en las normas IRAM 1 524 y 1 546.
- d) Después de moldeadas las probetas adicionales serán mantenidas junto a los elementos estructurales que representan. Su curado se realizará en condiciones similares a las que se encuentra sometido el hormigón de dichos elementos.

6.4. VERIFICACIONES A REALIZAR CUANDO UNA CLASE DE HORMIGON NO CUMPLA CON LA RESISTENCIA CARACTERISTICA POTENCIAL ESPECIFICADA

6.4.1. Casos de aplicación

Las verificaciones descritas en en este artículo son de exclusiva aplicación para la recepción de hormigón en estructuras en construcción, en las que la evaluación de calidad según el artículo 6.2 haya indicado lotes de hormigón defectuosos .

Este criterio no puede ser aplicado a estructuras de hormigón existentes o a estructuras en construcción en las que se carezca de resultados de ensayos de resistencia de probetas moldeadas.

6.4.2. Procedimiento a seguir

Si de la evaluación realizada según el artículo 6.2. surge que las probetas moldeadas para la recepción de una determinada clase de hormigón no cumplen con la resistencia característica potencial especificada, se procederá de la siguiente forma:

6.4.2.1. El Director de Obra requerirá la extracción de como mínimo tres (3) testigos cilíndricos de hormigón endurecido de cada elemento estructural o sector de la estructura que corresponda al llenado con hormigón, cuya resistencia en las probetas moldeadas e identificadas, (ver el artículo 6.2.2.), no cumple con las condiciones de recepción establecidas en el artículo 6.2.5..

6.4.2.2. La extracción y ensayos de los testigos será realizada bajo la supervisión de un profesional competente habilitado, quien será designado por el Director de Obra.

6.4.2.3. El diámetro de los mismos será igual o mayor de tres (3) veces el tamaño máximo del agregado grueso, y no menor de 7,5 centímetros. La relación altura/diámetro será en lo posible igual a 2,0, y nunca menor de 1.

6.4.2.4. Serán extraídos de lugares en que no se afecte la capacidad resistente o la estabilidad de la estructura, empleando un equipo que asegure la extracción de muestras no alteradas del

hormigón de la estructura.

6.4.2.5. Su extracción y preparación para el ensayo de resistencia y corrección por esbeltez, se realizará en la forma establecida en la norma IRAM 1 551. El ensayo a la compresión se realizará de acuerdo con lo establecido en la norma IRAM 1 546.

6.4.3. Evaluación de la resistencia

El hormigón del elemento estructural o sector de la estructura representado por los testigos extraídos según el artículo 6.4.1., se considerará de resistencia satisfactoria si se cumplen las siguientes condiciones :

6.4.3.1. Resistencia individual de cada testigo :

$$f'_{ci} \geq 0,75 \cdot f'_{ck} \quad (7)$$

6.4.3.2. Resistencia media de los testigos extraídos del elemento estructural o del sector de la estructura de hormigón que se analiza:

$$f'_{cm} \geq 0,85 \cdot (f'_{ck} + k_1) \quad (8)$$

siendo:

f'_{ck} resistencia característica de diseño.

f'_{cm} resistencia media de tres o más testigos.

f'_{ci} resistencia individual de cada testigo.

k_1 estimador, función de la forma de medición de los materiales y del muestreo, según Tabla 6.2.

6.4.4. Ensayos complementarios

Los ensayos de testigos pueden ser complementados con ensayos no destructivos que aporten información confiable sobre la uniformidad del hormigón endurecido. Deben ser realizados bajo la supervisión de un profesional competente habilitado.

Los resultados de los ensayos no destructivos no se emplearán para reemplazar a los resultados de testigos o probetas moldeadas, ni como evidencia para decidir la aprobación o el rechazo del hormigón cuestionado por falta de resistencia.

CAPITULO 7- PRODUCCION, TRANSPORTE, MANIPULEO, COLOCACION, COMPACTACION Y CURADO

7.1. PRODUCCION

En un lugar visible de la planta de elaboración de hormigones, deberá constar, para cada tipo de hormigón, la composición y proporciones de los materiales componentes del pastón o pastones a elaborar, y la siguiente información adicional :

- Razón agua / cemento, en masa.
- Contenido de agua de la mezcla.
- Cantidad de agua neta a ingresar en la hormigonera.
- Resistencia media a obtener con la dosificación.
- Consistencia del hormigón fresco.
- Masa de la unidad de volumen del hormigón fresco.
- Tipo, marca y procedencia del cemento y los aditivos.
- Tipo y procedencia de los agregados.

7.1.1. Medición de los materiales componentes del hormigón

7.1.1.1. Los equipos de medición deben estar instalados de tal manera que operen dentro de las tolerancias establecidas en el artículo 7.1.1.9., Tabla 7.1., aún ante movimientos y/o vibraciones que se produzcan en la zona de la planta de elaboración de hormigones.

7.1.1.2. Los equipos de medición de la planta de elaboración de hormigones serán operados por personal idóneo y experimentado en su manejo.

7.1.1.3. Periódicamente se procederá a la limpieza de las balanzas y articulaciones de los equipos de medición, como así también a realizar controles de funcionamiento.

El contraste de las balanzas se realizará en presencia del Director de Obra o de su representante autorizado, como mínimo al iniciar la obra y posteriormente una vez por mes o cuando se observen deficiencias en el funcionamiento.

7.1.1.4. Los dispositivos empleados para la medición del agua de mezclado no resultarán afectados, ni producirán errores de medición fuera de las tolerancias establecidas, si varía la presión del agua en la cañería de alimentación.

7.1.1.5. El cemento se debe medir en masa y en forma separada de los agregados.

Como única excepción se admitirá la incorporación en la hormigonera del cemento contenido en sus bolsas originales enteras.

7.1.1.6. Las fracciones de agregados finos y de agregados gruesos se medirán separadamente, bajo las siguientes condiciones:

- a) Exclusivamente en masa para hormigones de clase mayor a H-17.
- b) En masa o en volumen para hormigones de clase igual o menor a H-17. En el segundo caso la medición se realizará en volúmenes aparentes de materiales sueltos, y en recipientes de pequeña sección y gran altura, enrasados, con el objeto de reducir los errores de medición.
- c) Se determinará el contenido de humedad superficial de los agregados, como mínimo al comenzar las tareas de hormigonado y cuando cambie el acopio o las condiciones de humedad del mismo.
- d) La cantidad de agregados a introducir en la hormigonera será la que corresponda de acuerdo a su humedad superficial.

7.1.1.7. El agua de mezclado se puede medir en masa o en volumen, y al medirla se tendrá en cuenta el agua aportada por los agregados en forma de humedad superficial, a los efectos de efectuar la corrección correspondiente.

7.1.1.8. Los aditivos químicos líquidos se medirán en volumen o en masa, y los pulverulentos se medirán en masa.

7.1.1.9. Cuando los materiales componentes del hormigón se midan en masa deben cumplirse las tolerancias establecidas en la Tabla 7.1..

Tabla 7.1. Tolerancia porcentual admitida en la medición de los materiales

Materiales componentes del hormigón	Tolerancia porcentual admitida en la medición, respecto a la masa total de cada material
Cemento Cada fracción de agregado Agua de mezclado Adiciones minerales	$\pm 3,0 \%$
Aditivos químicos	$\pm 5,0 \%$

7.1.2. Mezclado del hormigón

7.1.2.1. La operación de mezclado se realizará exclusivamente en forma mecánica y con hormigoneras de capacidad útil que cumplan con las siguientes condiciones :

- a) Hormigones de clase mayor de H-17 : La capacidad útil será mayor de $0,250 \text{ m}^3$.
- b) Hormigones de clase igual o menor de H-17 : La capacidad útil será tal que permita elaborar pastones cuyo contenido de cemento pórtland corresponda a un número entero de bolsas de cemento.

7.1.2.2. Los aditivos químicos ingresarán al tambor de la hormigonera en forma de soluciones acuosas, como parte del agua de mezclado. Cuando el hormigón contenga dos (2) o más aditivos químicos, las soluciones de ambos se almacenarán, medirán e ingresarán separadamente al tambor de la hormigonera. Previamente se verificará la compatibilidad entre los aditivos empleados.

7.1.2.3. Los tiempos mínimos de mezclado para hormigones elaborados con agregados de masa normal en hormigoneras de tipo convencional, contados a partir del momento en que todos los materiales y el total de agua de mezclado ingresaron al tambor de la misma, serán los que se establecen a continuación :

- a) Para hormigoneras de hasta $1,0 \text{ m}^3$ de capacidad útil : Noventa (90) segundos.

- b) Para hormigoneras de entre $1,0 \text{ m}^3$ y $2,0 \text{ m}^3$ de capacidad útil : Noventa (90) segundos más un incremento de quince (15) segundos por cada $0,750 \text{ m}^3$ adicionales a $1,0 \text{ m}^3$, y como máximo 5 minutos.

7.1.2.4. Cuando el hormigón sea mezclado mediante motohormigoneras, cumplirá con los requisitos de mezclado especificados en la norma IRAM 1 666.

7.2. TRANSPORTE

7.2.1. Transporte en camiones sin dispositivos mezcladores ni de agitación

El hormigón puede ser transportado a obra en camiones sin dispositivos mezcladores ni de agitación, cuando se cumplan las siguientes condiciones :

- a) Su asentamiento (IRAM 1 536) no será mayor de 5,0 centímetros.
- b) La distancia máxima a recorrer por camino nivelado será de 5 km.
- c) Los vehículos de transporte tendrán cajas metálicas, lisas, estancas y preferentemente de aristas y vértices redondeados. Estarán provistos de puertas que permitan controlar la descarga del hormigón, y de los medios o cubiertas necesarias para proteger al hormigón contra las acciones climáticas y contra toda posibilidad de contaminación con sustancias extrañas.
- d) El hormigón será completamente descargado dentro de los 30 minutos después de finalizado su mezclado.

En épocas de tiempo caluroso o en condiciones que favorezcan el endurecimiento prematuro del hormigón, el Director de Obra establecerá el tiempo máximo en función del tiempo de fraguado inicial del hormigón (IRAM 1 662), que no será mayor del establecido precedentemente.

Cuando se autorice el uso de retardadores del tiempo de fraguado, el tiempo máximo se establecerá en función del tiempo de fraguado inicial del hormigón (IRAM 1 662).

7.2.2. Transporte del hormigón mediante motohormigoneras o equipos agitadores

- a) Las motohormigoneras cumplirán con las condiciones establecidas en la norma IRAM 1 666.
- b) Si el hormigón se mezcla completamente en planta central fija o motohormigonera,

cuando se hayan cumplido 100 revoluciones en velocidad de mezclado, el transporte se realizará con el tambor de la motohormigonera en velocidad de agitación.

- c) Cuando la motohormigonera llegue a pie de obra, antes de proceder a su descarga, se realizará un remezclado del hormigón con velocidad de giro del tambor correspondiente a mezclado. El número mínimo de vueltas será el que asegure la uniformidad de la composición del hormigón, y en ningún caso menor de 25 vueltas.
- d) La descarga total de las motohormigoneras se producirá antes de que transcurran noventa (90) minutos contados a partir del momento en que el agua se puso en contacto con el cemento pórtland, o antes que se alcance el límite de 300 revoluciones contadas a partir del mismo momento.

En tiempo caluroso o en condiciones que favorezcan el endurecimiento del hormigón, el Director de Obra podrá reducir el tiempo establecido precedentemente, teniendo en cuenta el tiempo de fraguado inicial del hormigón (IRAM 1 662).

7.3. HORMIGON PREPARADO EN PLANTA CENTRAL ELABORADORA

La medición de los materiales componentes del hormigón, su mezclado y transporte, se realizarán en un todo de acuerdo con lo establecido en la norma IRAM 1 666.

7.4. MANIPULEO DEL HORMIGON EN OBRA

7.4.1. El hormigón será conducido desde la hormigonera o lugar de descarga de la motohormigonera o de los camiones hasta el emplazamiento definitivo, con la mayor rapidez posible y sin interrupciones, empleando métodos y procedimientos que eviten la pérdida de humedad y la segregación del mismo.

7.4.2. Las canaletas sólo se emplearán como elementos auxiliares, para zonas reducidas y aisladas de la estructura, y con mezclas de hormigón que no se segreguen.

7.4.3. En épocas de temperaturas ambientes iguales o mayores a 30 C°, se debe proteger el hormigón transportado por cinta.

7.4.4. Para transportar el hormigón por bombeo se deben cumplir las siguientes condiciones:

- a) La composición del hormigón debe permitir bombearlo sin segregación como una vena continua.

- b) El equipo de bombeo tendrá las características y capacidad adecuada para efectuar un transporte continuo del hormigón hasta el lugar de su colocación definitiva.
- c) Las cañerías del equipo de bombeo, no estarán constituidas por aluminio ni por aleaciones que lo contengan, y tendrán un diámetro interno de por lo menos tres (3) veces el tamaño máximo nominal del agregado grueso que contenga el hormigón.

7.5. COLOCACION

7.5.1. Preparación y operaciones previas a la colocación

7.5.1.1. El Director de obra debe autorizar por escrito la iniciación de las operaciones de hormigonado, debiendo verificar previamente :

- a) Dimensiones, niveles, alineación, estanqueidad y condiciones de los encofrados.
- b) Diámetros, separaciones, recubrimiento y estado superficial de las armaduras.
- c) Estado de las superficies de las fundaciones.
- d) Apuntalamientos de los encofrados y otros elementos de sostén.
- e) Materiales y mano de obra necesarios para realizar las operaciones de colocación, compactación, terminación y curado continuo de los elementos estructurales.

7.5.1.2. Los elementos de fundación no se ejecutarán directamente sobre el suelo. Este será perfectamente limpiado, compactado y alisado, y luego cubierto por una capa bien compactada de 5,0 centímetros de espesor de hormigón, de la misma calidad que el hormigón del elemento de fundación que apoyará sobre ella.

El espesor de esta capa de limpieza no se tendrá en cuenta a los efectos del dimensionamiento estructural, y la misma debe haber endurecido suficientemente antes de construir sobre ella el elemento de fundación.

Si el Director de Obra lo autoriza, se puede sustituir la capa de limpieza de hormigón por una de igual espesor constituida por suelo cemento compactado o, en caso que el suelo contenga sulfatos, por una de suelo- cal compactado.

7.5.1.3. No se colocará hormigón sobre terrenos o superficies de fundación congelados, o que estén cubiertos de hielo, nieve o materiales congelados.

Las superficies congeladas se descongelarán hasta una profundidad tal que, una vez colocado el hormigón, la superficie de contacto no se vuelva a congelar nuevamente durante el período establecido para protección del hormigón.

7.5.1.4. No se colocará hormigón en contacto con agua en movimiento.

7.5.1.5. Cuando haya que colocar hormigón bajo agua, para la composición del mismo se respetarán los requisitos establecidos en el artículo 3.4., Tabla 3.8. La colocación se realizará empleando las técnicas especiales correspondientes.

7.5.1.6. Se eliminará todo resto de mortero u hormigón endurecido de las superficies internas de los encofrados, y cualquier otra sustancia extraña o restos de madera que ocupen el lugar donde se colocará el hormigón. Al empezar la colocación del hormigón no existirá acumulación de agua u otros líquidos sobre la superficie de los encofrados.

Las superficies internas de los encofrados no deben ser porosas, y se cubrirán con un agente antiadhesivo que facilite el rápido y limpio desencofrado de los elementos estructurales, sin producir roturas del hormigón, ni mancharlo o ablandarlo.

7.5.2. Disposiciones sobre colocación del hormigón

7.5.2.2. El hormigón será colocado y compactado en obra antes que alcance el tiempo de fraguado inicial (IRAM 1 662).

7.5.2.3. El hormigón se colocará en capas horizontales y continuas de un espesor máximo de 0,50 metros, las cuales serán perfectamente compactadas antes que la capa precedente haya alcanzado el tiempo de fraguado inicial (IRAM 1 662). Dichas capas pueden ser continuas o escalonadas, según sea la longitud y espesor del elemento estructural.

Si el Director de Obra asegura que por compactación interna complementada por vibración o golpeo del encofrado se puede obtener la resistencia de diseño, en columnas y otros elementos estructurales de volumen reducido, la altura de la capa puede aumentarse a 1,00 metros.

7.5.2.4. La máxima altura para verter el hormigón libremente será de 1,50 metros. Para alturas mayores se conducirá la vena de hormigón empleando embudos y conductos metálicos cilíndricos verticales ajustables, rígidos o articulados o conductos flexibles.

7.5.2.5. El ingreso del hormigón en los encofrados se realizará en forma continua y con la menor velocidad de colocación posible.

7.5.2.6. No se colocará hormigón si las condiciones climáticas (lluvia, viento, nieve, etc.) pueden

perjudicar la calidad del hormigón, o impedir que las operaciones de colocación y compactación se realicen en forma adecuada.

En casos excepcionales las tareas de hormigonado se realizarán con la asistencia de un ingeniero competente habilitado y cumpliendo con lo establecido en el Capítulo 10, utilizando medidas especiales para asegurar un microclima con condiciones de temperatura y curado adecuadas.

7.5.2.7. Cuando no se disponga de los medios adecuados y eficaces para proteger al hormigón y evitar los efectos perjudiciales de las temperaturas extremas, se interrumpirán las operaciones de colocación del hormigón.

7.5.2.8. Durante las operaciones de colocación y compactación del hormigón, las armaduras no se deben deformar, ni desplazarse respecto de la ubicación establecida en los planos.

7.5.2.9. Las losas se hormigonarán en todo su espesor por franjas continuas y paralelas, preferentemente en la dirección de la luz menor. El ancho de la franja será el que corresponda para que al colocar el hormigón de la contigua, el hormigón de la anterior no haya alcanzado el tiempo de fraguado inicial (IRAM 1 662).

7.5.2.10. Hormigonado de columnas y vigas

- a) Se recomienda hormigonar las columnas hasta el nivel de fondo de vigas, previamente a la colocación de las armaduras de ellas.
- b) El nervio y la losa en las vigas placas se hormigonarán simultáneamente, con el objeto de garantizar la absorción del esfuerzo de corte que se produce entre ambos.

7.5.2.11. Las bases de fundación se ejecutarán preferentemente en una sola operación continua. En caso que por razones constructivas no fuera posible, se permitirá subdividir su hormigonado, tratando las superficies de contacto según lo establecido en el artículo 7.7., debiendo presentar memoria de cálculo y detalles de ejecución.

Los elementos estructurales que apoyen sobre las bases se moldearán no antes de transcurridas 48 horas de la ejecución de las mismas.

7.5.2.12. Cuando se coloque hormigón en una superficie inclinada, la operación se iniciará en el punto más bajo de aquélla, aplicando técnicas de colocación y características de la mezcla que eviten el desplazamiento del hormigón cuando se efectúen las operaciones de compactación.

7.5.2.13. Si se interrumpe la construcción de la estructura, se deben proteger las armaduras salientes contra los efectos de la corrosión, utilizando :

- a) Lechada de cemento pórtland o pintura epoxibituminosa, cuando el período de interrupción es de 3 meses a 1 año.
- b) Pintura epoxibituminosa, cuando el período de interrupción es mayor de 1 año.

No se pueden proteger las armaduras salientes utilizando hormigón pobre o mampostería, sin previamente realizar una de las protecciones establecidas en los puntos a) y b).

Al reiniciar la construcción de la estructura se limpiarán perfectamente las armaduras salientes, mediante arenado, se verificará el estado de las mismas, y en caso que presenten signos de corrosión, serán reemplazadas total o parcialmente según el grado de corrosión.

7.6. COMPACTACION

7.6.1. Requisitos generales

7.6.1.1. Durante e inmediatamente después de su colocación el hormigón será compactado hasta alcanzar la máxima densidad posible, sin producir su segregación, y sin que queden porciones de hormigón sin consolidar.

7.6.1.2. En ningún caso se colocará hormigón fresco sobre otro que no haya sido adecuadamente compactado.

7.6.1.3. El hormigón no será vibrado ni revibrado, directa o indirectamente a través de las armaduras, después que el mismo alcanzó el tiempo de fraguado inicial (IRAM 1 662).

7.6.1.4. Una vez alcanzado el tiempo de fraguado inicial del hormigón (IRAM 1 662), y hasta por lo menos 24 horas después de haberlo alcanzado, se evitará todo movimiento, golpe o vibración de los encofrados y de los extremos salientes de las armaduras.

7.6.2. Métodos. Condiciones de aplicación

La compactación se realizará en función de la consistencia del hormigón, adoptando los siguientes métodos :

7.6.2.1. Con vibradores de inmersión

- a) Cuando el hormigón tenga un asentamiento igual o menor de 12,0 cm, la compactación se realizará con vibradores internos de alta frecuencia, complementada por una compactación manual producida por el golpeteo de los encofrados con una maza de

goma. Si fuese necesario se pueden emplear vibradores de encofrados para completar la acción de los internos, controlando el tiempo de funcionamiento de aquellos.

- b) Cuando el hormigón esté elaborado con un aditivo superfluidificante, y tenga un asentamiento mayor de 15 cm, se compactará manualmente por varillado o aplicando una vibración interna muy leve y cuidadosa.
- c) Los vibradores de inmersión al estar sumergidos en la masa de hormigón, deben ser capaces de trasmirle una frecuencia igual o mayor de 8.000 vibraciones por minuto.

Para lograr una compactación total de la masa de hormigón el diámetro del elemento vibrante debe permitir su cómoda introducción en los encofrados y a través de las armaduras.

- d) Los vibradores se insertarán a distancias uniformemente espaciadas entre sí, con una separación entre los puntos de inserción menor que el diámetro del círculo dentro del cual la vibración es visiblemente efectiva. En cada lugar de inserción el vibrador será mantenido solamente durante el tiempo necesario y suficiente para producir la compactación del hormigón, sin que el mismo se segregue.

Los vibradores se introducirán y se extraerán de la masa de hormigón en posición vertical, y la vibración será interrumpida en el momento que cese el desprendimiento de las grandes burbujas de aire y se observe la aparición de agua y/o de lechada en la superficie del hormigón.

- e) En ningún caso se utilizarán los vibradores de inmersión como medio de desplazamiento del hormigón colocado.
- f) Durante las operaciones de vibrado se evitará tanto el contacto de los vibradores con el encofrado o las armaduras, como que se produzca la deformación y el desplazamiento de las armaduras respecto del lugar indicado en los planos.
- g) Al vibrar una capa de hormigón, la inmediato inferior deberá aún estar en condiciones de ser revibrada. El vibrador debe atravesar la nueva capa y penetrar en la inferior para asegurar la unión entre ambas.

7.6.2.2. Manualmente por varillado

Cuando el hormigón tenga un asentamiento mayor de 15,0 cm o un extendido mayor de 55,0 cm.

7.6.2.3. Con vibradores de encofrados

El empleo de vibradores de encofrados sólo será permitido en aquellos casos en que el hormigón se encuentre en posición inaccesible para ser compactado con vibradores de inmersión. Estos vibradores deben operar a frecuencias comprendidas entre 3.000 y 4.500 vibraciones por minuto. Se controlará permanentemente el tiempo de vibrado, que no debe ser excesivo.

Este tipo de vibradores se usarán siempre que se garantice que los encofrados son lo suficientemente rígidos y resistentes como para evitar su desplazamiento y/o destrucción como consecuencia de la vibración aplicada.

7.7. SUPERFICIES Y JUNTAS DE CONSTRUCCION

7.7.1. Definición

Cuando se producen interrupciones de las operaciones de hormigonado se originan superficies o juntas denominadas de construcción o de trabajo.

7.7.2. Ubicación

7.7.2.1. Las interrupciones de las operaciones de hormigonado se deben realizar en los lugares especialmente previstos en los planos, salvo que la interrupción se produzca accidentalmente o por causa de fuerza mayor.

7.7.2.2. Las juntas de construcción no consideradas en los planos, se ejecutarán en la forma que menos perjudique a la resistencia, durabilidad y aspecto de la estructura, y en general se dispondrán normalmente a la dirección de los esfuerzos principales de compresión.

7.7.3. Metodología

7.7.3.1. Entre juntas de construcción, el hormigonado de las estructuras se realizará en forma continua.

7.7.3.2. En el caso de estructuras estancas, las superficies o juntas de construcción también deben serlo.

7.7.3.3. Siempre que un hormigón fresco debe ponerse en contacto con otro ya endurecido, o cuyo endurecimiento se ha iniciado, la superficie de contacto del hormigón existente será tratada para asegurar una buena adherencia.(ver el artículo 7.8.).

7.8. TRATAMIENTO DE LAS SUPERFICIES Y JUNTAS DE CONSTRUCCION

7.8.1. Requisitos generales

7.8.1.1. El tratamiento de las superficies y juntas de construcción se iniciará tan pronto como sea posible sin que se perjudique la calidad del hormigón colocado.

7.8.1.2. De acuerdo con el grado de endurecimiento del hormigón colocado, y el tamaño de la junta de construcción, la limpieza de su superficie se realizará mediante rasqueteo con cepillos de alambre, chorro de agua a presión, o chorro de arena y agua a presión. Esta operación se continuará hasta eliminar la lechada, mortero u hormigón porosos y toda sustancia extraña, hasta dejar al descubierto hormigón de buena calidad y las partículas de agregado grueso de mayor tamaño, cuya adherencia no debe verse perjudicada, debiendo obtenerse una superficie lo más rugosa posible.

La superficie de la junta será luego lavada energicamente hasta eliminar todo resto de material suelto.

7.8.1.3. La eliminación del material indeseable de la superficie o junta de construcción descrita en el artículo 7.8.1.2., no debe realizarse picando la superficie con una herramienta cortante ni sometiéndola a operaciones de martelinado.

7.8.2. Metodología

7.8.2.1. Antes de colocar el hormigón fresco, la superficie de la junta será humedecida con agua, sin saturarla, y se eliminará toda película o acumulación de agua que hubiese podido quedar sobre la misma.

7.8.2.2. La adherencia entre el hormigón fresco a colocar y el hormigón endurecido existente se logra :

- a) Si el hormigón fresco tiene suficiente mortero, colocándolo en forma directa sobre el hormigón endurecido.
- b) Si el hormigón fresco no tiene suficiente mortero, colocando previamente sobre la superficie de la junta una capa de mortero de la misma proporción cemento/arena y de razón agua/cemento menor o igual que la del hormigón, de un espesor igual o menor de 1,0 cm.

En este caso, la colocación del nuevo hormigón se iniciará inmediatamente después de colocado el mortero y antes que el mismo haya iniciado su fraguado.

- c) Cuando sea necesario mejorar la adherencia entre ambos hormigones, en la superficie o junta de construcción se emplearán adhesivos a base de resinas epoxi u otros sobre los que exista a través de ensayos, fehaciente información, sobre su comportamiento satisfactorio.

7.9. JUNTAS DE CONTRACCION Y DE DILATACION

7.9.1. Ubicación

Las juntas de contracción y de dilatación se ejecutarán en los lugares y de acuerdo con los detalles establecidos en los planos de proyecto de la estructura de hormigón, y en el Pliego de Especificaciones Técnicas Complementarias de la obra.

7.9.2. Metodología

7.9.2.1. El Director de Obra aprobará los métodos y materiales a emplear en la ejecución de las juntas de contracción y de dilatación, los cuales deben estar indicados en el Pliego de Especificaciones Técnicas Complementarias de la obra.

7.9.2.2. En el caso de estructuras estancas, las juntas de contracción y de dilatación también deben serlo.

7.10. PROTECCION DEL HORMIGON

7.10.1. Acciones que originan la necesidad de protección

Inmediatamente después de su colocación el hormigón será protegido contra las acciones que se indican a continuación, hasta tanto adquiriera la resistencia suficiente para no ser afectado por ellas

- a) Secado prematuro, incrementado por la acción del sol y el viento.
- b) Contacto directo con lluvia y/o nieve.
- c) Agua en movimiento.
- d) Aguas, líquidos, suelos o sustancias agresivas para el hormigón, que puedan existir en el lugar de emplazamiento de la estructura.
- e) Acciones mecánicas, oscilaciones, vibraciones o sobrecargas no previstas.
- f) Acción de las temperaturas excesivamente bajas o elevadas, y acción del fuego.
- g) En los túneles, conductos, galerías y estructuras similares, se evitará la circulación de aire por su interior, y consecuentemente el secado y agrietamiento del hormigón, manteniéndolas cerradas durante el mayor tiempo posible.

7.10.2. Requisitos

Los requisitos a cumplir para la protección del hormigón fresco contra la acción de las bajas y altas temperaturas se establecen en el Capítulo 10, del presente Reglamento.

7.11. CURADO DEL HORMIGON

7.11.1. Períodos mínimos de curado

7.11.1.1. El curado se iniciará inmediatamente después que el hormigón haya endurecido lo suficiente como para que su superficie no resulte afectada por el método de curado adoptado.

7.11.1.2. Para estructuras de secciones en donde la mínima dimensión lineal sea igual o menor de 75 cm, se establecen en la Tabla 7.2. los períodos mínimos de curado húmedo, contados a partir del momento de la colocación del hormigón.

Durante los períodos indicados precedentemente, la temperatura del aire en contacto con el hormigón será igual o mayor de 10 °C, adoptándose complementariamente los requisitos establecidos en el Capítulo 10.

Tabla 7.2. Períodos mínimos de curado

Períodos de curado húmedo	Cemento pórtland de alta resistencia inicial	Cemento pórtland: normal, moderada y altamente resistentes a los sulfatos sin adiciones y resistente a la reacción álcali-agregado	Cemento pórtland: puzolánico, altamente resistente a los sulfatos con adiciones, de bajo calor de hidratación, y con escorias de alto horno. Cemento de escorias de alto horno
Mínimo	4 días	7 días	14 días
Si se cumple con lo establecido en el artículo 7.11.3.	3 días	5 días	12 días

7.11.3. Si la estructura no va a estar en contacto con un medio agresivo, se dará por terminado el período de curado cuando, ensayando probetas moldeadas durante la ejecución del elemento

estructural, mantenidas junto a ellos y curadas en sus mismas condiciones, (ver el artículo 6.3.), la resistencia media a compresión resulte igual o mayor que el setenta y cinco por ciento (75 %) de la resistencia característica especificada más el coeficiente k_1 dado en la Tabla 6.2., artículo 6.2.5.2., de acuerdo con el muestreo adoptado en obra, y con el período mínimo indicado en la Tabla 7.2., artículo 7.11.1.2..

7.11.1.4. Para las estructuras o partes de ellas que van a estar en contacto con un medio agresivo, (ver el artículo 3.3., Tabla 3.3.), los períodos mínimos establecidos en la Tabla 7.2., artículo 7.11.1.2. se aumentarán en tres (3) días.

7.11.1.5. Durante el período de curado establecido, los encofrados no impermeables que permanezcan colocados y las estructuras que se desencofren antes de finalizar dicho período, se mantendrán continuamente humedecidos.

7.11.1.6. Al finalizar el período de curado, el hormigón no será sometido a cambios bruscos de temperatura. Los cambios serán graduales y menores de 3 °C en una hora o 20 °C en 24 horas para hormigones no masivos.

7.11.2. Tipos de curado

El curado del hormigón se realizará por humedecimiento continuo, por aplicación superficial de compuestos líquidos para la formación de membranas impermeables, cubriendo al hormigón con membranas impermeables, o con vapor de agua, en un todo de acuerdo con lo establecido en el artículo 7.12..

7.12 . METODOS PARA EL CURADO DEL HORMIGON

7.12.1. Curado por humedecimiento con agua

- a) El hormigón se mantendrá permanentemente humedecido durante el período de curado establecido en el artículo 7.11.1., mediante riego con agua en forma de niebla fina, la cual debe cumplir con las condiciones establecidas en el artículo 4.5..
- b) El agua se aplicará directamente sobre la superficie del hormigón o sobre materiales (arpilleras, manto de arena o de tierra, etc.). que estén en contacto directo con la superficie de la estructura y mantengan la humedad el tiempo establecido.

7.12.2. Mediante compuestos líquidos capaces de formar membranas de curado

- a) El compuesto líquido será opaco y de color blanco, y cumplirá las condiciones establecidas en la norma IRAM 1 675.
- b) El producto se entregará en obra listo para su empleo, y en ningún caso será diluido ni alterado en obra.
- c) En el caso de superficies expuestas de hormigón fresco, el producto se aplicará después de finalizadas las operaciones de terminación de la superficie, e inmediatamente después que haya desaparecido la película brillante de agua libre existente sobre la superficie.
- e) Usando equipos rociadores de accionamiento neumático, eléctrico o mecánico, provistos de un tanque a presión y de un agitador continuo del contenido, el compuesto se aplicará en dos (2) capas cruzadas y colocadas una inmediatamente después de la otra, en la proporción que por metro cuadrado de superficie indique el fabricante.

Si lloviese antes que el producto haya secado, se procederá a cubrir nuevamente la superficie con el compuesto en la forma indicada precedentemente.

- f) Las superficies cubiertas con el compuesto estarán permanentemente protegidas durante el período de curado establecido, no permitiéndose el paso de peatones, equipos o vehículos sobre la membrana, salvo en zonas restringidas en donde se la deberá proteger con una capa de suelo de un espesor mayor de 10,0 cm, o con otro material adecuado que impida la destrucción de la membrana.
- g) Cuando la temperatura del aire sea igual o mayor de 30 °C, se complementará el curado de membrana mediante rociado con agua en forma de niebla sobre la película, el que se aplicará tan pronto como la misma haya secado.
- h) El presente método de curado no se aplicará sobre superficies a las cuales posteriormente deba adherirse hormigón fresco, mortero u otros revestimientos, salvo en el caso en que la superficie sea posteriormente tratada en la forma indicada para superficies y juntas de construcción. (ver el artículo 7.8.).

7.12.3. Curado a vapor

- a) El Director de Obra aprobará previamente la metodología, procedimientos, equipos, elementos e instalaciones a emplear para el curado a vapor de elementos estructurales de hormigón.

- b) Para mantener la temperatura y la humedad dentro de las cámaras de curado se utilizará vapor saturado de presión igual a la atmosférica.

Los chorros de vapor rodearán a los elementos estructurales y nunca incidirán directamente sobre ellos, ni sobre las probetas moldeadas que se almacenen en la cámara para el control de las resistencias.

- c) Las cámaras o recintos donde se realice el curado, deben permitir la libre circulación del vapor entre los elementos estructurales, y estarán construidas de forma tal que las pérdidas de humedad y de temperatura sean mínimas.

Las cámaras o recintos contarán en su interior con termómetros e higrómetros registradores, para medir en forma continua durante el proceso de curado las variaciones de temperatura y humedad en su interior.

- d) El ciclo térmico a aplicar al hormigón para su curado a vapor, debe ser estudiado experimentalmente para demostrar que con los materiales componentes elegidos, las proporciones calculadas para la mezcla y los equipos de obra, el hormigón alcanzará la resistencia de rotura a la compresión especificada. Dicho ciclo debe cumplir con las siguientes condiciones mínimas :

- Antes de iniciar el curado a vapor, los elementos estructurales se dejarán estacionar al aire a una temperatura entre 10 °C y 30 °C, durante un período mínimo de 2 horas.
- El calentamiento y posterior enfriamiento del elemento estructural será gradual, y con una velocidad de aumento y disminución de la temperatura en la atmósfera de la cámara menor de 20 °C por hora.
- La temperatura máxima para el curado a vapor será de 70 °C, y se mantendrá constante durante el tiempo necesario para alcanzar la resistencia de rotura a la compresión requerida.
- Una vez alcanzada la resistencia necesaria y finalizado el ciclo de curado a vapor, los elementos estructurales no se someterán a cambios bruscos de temperatura.

- e) Las probetas para verificar la resistencia del hormigón a distintas edades, se moldearán exclusivamente en moldes metálicos y se colocarán en aquellos lugares de la cámara de curado a vapor en donde la temperatura y humedad sean representativas de las medias reinantes en la misma.
- f) Los elementos estructurales podrán ser trasladados cuando la resistencia media obtenida según e), alcancen el valor especificado por el Proyectista de la Estructura.

- g) Inmediatamente después de realizado el traslado de los elementos estructurales y de las probetas de control, ambos se someterán a un curado húmedo continuo adicional, hasta que la resistencia media de las probetas sea igual o mayor del ochenta por ciento (80 %) de la resistencia característica especificada más el coeficiente k_1 dado en la Tabla 6.2.

CAPITULO 8 - ELEMENTOS ESTRUCTURALES PREMOLDEADOS

El presente Capítulo y el Capítulo 19, se encuentran en estudio para su redacción, en el ámbito del CIRSOC.

CAPITULO 9 - HORMIGON MASIVO ESTRUCTURAL

9.1. DEFINICION Y ALCANCE

9.1.1. Definición

Se considera hormigón masivo, al colocado en secciones macizas cuya menor dimensión lineal sea igual o mayor de 75 centímetros.

Dado que las reacciones de hidratación del cemento son exotérmicas, en elementos estructurales de gran volumen, para minimizar la fisuración se deben considerar las tensiones inducidas por efectos térmicos.

9.1.2. Alcance

El presente Capítulo no tiene aplicación para la construcción de presas de hormigón.

9.1.3. Requisitos particulares, prelación

En este Capítulo se establecen los requisitos particulares que debe cumplir el hormigón masivo estructural, los que tienen prelación sobre las especificaciones equivalentes contenidas en otros Capítulos de este Reglamento.

9.2. MATERIALES COMPONENTES

9.2.1. Requisitos generales

Deberán cumplir con lo establecido en el Capítulo 4.

9.2.2. Tamaño máximo del agregado grueso

El tamaño máximo del agregado grueso no excederá de los valores indicados a continuación para:

- a) Estructuras de hormigón simple: 100 mm.
- b) Estructuras de hormigón armado, pretensado o postensado: 75 mm.

9.3. COMPOSICION DEL HORMIGON

9.3.1. Contenido y tipo de cemento

El contenido de cemento pórtland será el mínimo posible para cumplir simultáneamente con los requisitos de resistencia mecánica, durabilidad y demás características establecidas tanto en el Capítulo 3 como especificados por el Proyectista.

El hormigón no debe contener cemento pórtland de alta resistencia inicial, cloruro de calcio ni aditivos aceleradores de resistencia.

9.3.2. Recomendación por problemas térmicos

Cuando los problemas térmicos sean determinantes, es aconsejable utilizar una solución que incluya un hormigón masivo interior que resista exclusivamente las acciones mecánicas, y un hormigón exterior con espesor no masivo, de mayor capacidad para resistir las acciones mecánicas y del medio ambiente.

9.4. PROPIEDADES DEL HORMIGON FRESCO

9.4.1. Consistencia

El asentamiento del hormigón masivo (IRAM 1 536) será :

- a) Estructuras de hormigón simple: Igual o menor de 5,0 cm (IRAM 1 536)
- b) Estructuras de hormigón armado, pretensado o postensado: Igual o menor de 10,0 cm.

Cuando el tamaño máximo del agregado grueso exceda de 53 mm, el asentamiento (IRAM 1 536) se determinará sobre la fracción de hormigón masivo que pasa por el tamiz de malla cuadrada de 37,5 mm de lado.

9.4.2. Contenido total de aire

Cuando el tamaño máximo del agregado grueso exceda de 53 mm, el contenido de aire (IRAM 1 602) se determinará sobre la fracción de hormigón masivo que pasa por el tamiz de malla cuadrada de 37,5 mm de lado.

Cuando el contenido unitario de cemento resulte de las condiciones de agresividad del medio ambiente (razones agua/cemento máximas indicadas en la Tabla 3.7), el hormigón contendrá aire intencionalmente incorporado en el porcentaje establecido en el artículo 5.2., Tabla 5.2., correspondiente al tamiz de malla cuadrada de 37,5 mm de lado.

9.4.3. Temperaturas máximas del hormigón en el momento de colocación

La temperatura máxima del hormigón inmediatamente después de su colocación, será la indicada en las Especificaciones Técnicas Particulares, en función de los estudios térmicos realizados, y no mayor de las indicadas a continuación para:

- a) Secciones cuya menor dimensión no exceda de 1,50 metros: 20 °C.
- b) Secciones cuya menor dimensión exceda de 1,50 metros: 15 °C.

9.5. RESISTENCIA POTENCIAL DEL HORMIGON MASIVO

9.5.1. Definición

A todos los efectos de este Reglamento, se debe considerar que la resistencia de un hormigón masivo es la correspondiente al hormigón integral, como se lo coloca en la estructura, incluyendo a todas las fracciones de agregados.

9.5.2. Dimensiones de las probetas

Cuando el tamaño máximo del agregado grueso exceda de 53 mm, la resistencia de rotura a la compresión se determinará con probetas cilíndricas normalizadas de diámetro igual o mayor a tres (3) veces el tamaño máximo nominal del agregado grueso y una relación entre altura y diámetro igual a 2, moldeadas y curadas de acuerdo con lo establecido por las normas IRAM 1 534 o 1 524, y ensayadas a la compresión hasta la rotura de acuerdo con lo establecido por la norma IRAM 1 546.

Alternativamente, se pueden utilizar probetas cilíndricas normalizadas de 15 cm de diámetro, moldeadas con la fracción del hormigón que pasa por el tamiz 37,5 mm. En este caso, los resultados de ensayo deberán corregirse para tener en cuenta el tamaño de la probeta y la composición del material ensayado.

9.5.3. Relación entre resistencias obtenidas en probetas de distinto tamaño

En los estudios previos de mezclas se obtendrá la relación entre las resistencias obtenidas ensayando las distintas probetas mencionadas en el artículo 9.5.2.

En caso que no se realicen estos ensayos comparativos, se pueden adoptar las siguientes relaciones entre las resistencias a la compresión del hormigón masivo y el hormigón tamizado.

- a) Tamaño máximo igual o menor que 53 mm: 1,00
- b) Tamaño máximo mayor que 53 mm: 0,85

9.5.4. Control de resistencia en obra

El control de las resistencias en obra se realizará sobre probetas cilíndricas de 15,0 cm de diámetro y 30,0 cm de altura, moldeadas con la fracción del hormigón masivo que pasa por el tamiz de malla cuadrada de 37,5 mm de lado, y curadas de acuerdo con lo establecido por las normas IRAM 1 534 o 1 524, y ensayadas a la compresión hasta la rotura de acuerdo con lo establecido por la norma IRAM 1 546.

9.5.5. Juzgamiento de la resistencia potencial

El juzgamiento de la resistencia potencial se realizará en un todo de acuerdo con el artículo 6.2., para obtener posteriormente la resistencia del hormigón masivo aplicando la relación establecida en el artículo 9.5.3.

9.6. COLOCACION Y COMPACTACION DEL HORMIGON

9.6.1. Plan de hormigonado

El Director de Obra deberá aprobar por escrito el plan que se usará para la colocación del hormigón, y la secuencia de hormigonado de las secciones. Sin este requisito previo no se podrán iniciar las tareas de colocación del hormigón.

9.6.2. Secuencia de hormigonado y altura de bloques

Los elementos estructurales de carácter masivo que tengan secciones horizontales de grandes dimensiones, se hormigonarán en bloques no contiguos y luego los bloques faltantes hasta completar la sección horizontal total.

La altura máxima de cada bloque ejecutado de una sola vez será menor de 1,50 metros, y una vez iniciada la ejecución del mismo, dicha operación no será interrumpida antes de completar su construcción.

Los elementos estructurales masivos se ejecutarán colocando sucesiva y simultáneamente las capas de hormigón de un espesor igual o menor de 50 cm, en progresión de escalera. La operación se iniciará en uno de los extremos del elemento estructural y abarcando todo el ancho del mismo, avanzando hacia el extremo opuesto. Entre los extremos de avance de dos capas sucesivas se mantendrá permanentemente una distancia del orden de 1,50 metros.

9.6.3. Tratamiento de superficies entre bloques

Antes de colocar hormigón fresco sobre la superficie horizontal de un bloque o entre superficies verticales de bloques contiguos cuyo hormigón ha endurecido, se dejará transcurrir un período

mayor de cinco (5) días, contados a partir del momento de terminación de su ejecución.

Previamente a la colocación del hormigón, las superficies de hormigón endurecido serán tratadas en la forma establecida en los artículos 7.7. y 7.8.

9.6.4. Métodos de colocación

El hormigón se colocará empleando baldes con descarga de fondo o lateral, cinta transportadora o la combinación de ambos.

En estructuras densamente armadas el hormigón se puede colocar por bombeo, utilizando un equipo y cañerías compatibles con el tamaño máximo nominal del agregado grueso. El uso de bombeo no será causal de la reducción del tamaño máximo del agregado. En este caso se debe rediseñar la mezcla de hormigón a utilizar. Se admite aumentar el asentamiento hasta un máximo de 12,0 cm, sin alterar el contenido de cemento resultante según el artículo 9.3.1., ni incrementar el porcentaje de arena respecto del total de agregados en más de cuatro (4) unidades porcentuales.

Cuando sea necesario verter el hormigón desde alturas mayores de 1,50 metros, el mismo será conducido hasta su lugar de colocación mediante tubos verticales cilíndricos, de diámetro compatible con el tamaño máximo del agregado grueso.

9.6.5. Compactación

La compactación del hormigón se realizará mediante vibradores de inmersión . Cuando el tamaño máximo nominal del agregado grueso sea igual o mayor de 53 mm, el diámetro de la cabeza vibrante será igual o mayor de 50 mm.

9.7. CURADO Y PROTECCION DEL HORMIGON

9.7.1. Curado

9.7.1.1. El curado se iniciará inmediatamente después que el hormigón haya endurecido lo suficiente como para que su superficie no resulte afectada por el método de curado adoptado, y se realizará únicamente por humedecimiento continuo con agua en forma de niebla. (ver el artículo 7.11.1.).

9.7.1.2. Se establecen como períodos mínimos de curado húmedo, contados a partir del momento de colocación del hormigón :

- a) Cementos pórtland normal, moderada y altamente resistente a los sulfatos, sin adiciones, y resistentes a la reacción álcali-agregado: Siete (7) días.

- b) Cemento pórtland puzolánico y de bajo calor de hidratación, cemento altamente resistente a los sulfatos con adiciones y cemento con escoria y de escoria de alto horno: Catorce (14) días.

9.7.2. Protección

9.7.2.1. Durante el período de curado establecido y al finalizar el mismo, los cambios de temperatura del hormigón serán graduales, y menores de 1,5  C en una hora o de 15  C en cualquier período de 24 horas.

9.7.2.2. Si la temperatura del aire en contacto con la estructura desciende por debajo de + 2  C, la superficie expuesta del hormigón será protegida contra los efectos de las bajas temperaturas. (ver el artículo 10.1.).

9.7.2.3. Durante el período de curado establecido, los encofrados no impermeables que permanezcan colocados y las estructuras que se desencofren antes de finalizar dicho período, se mantendrán continuamente humedecidos.

CAPITULO 10 - HORMIGONADO CON TEMPERATURAS EXTREMAS

10.1. HORMIGONADO EN TIEMPO FRIO

10.1.1. Definición

Se define como tiempo frío al período en el cual la temperatura media diaria es menor de 5°C durante más de tres (3) días consecutivos.

10.1.2. Temperaturas de colocación del hormigón fresco

La temperatura del hormigón fresco inmediatamente después de su colocación, será igual o mayor que la indicada en la Tabla 10.1.. Dichas temperaturas mínimas tienen en cuenta la temperatura ambiente y la menor dimensión lineal de la sección transversal.

Tabla 10.1. Temperaturas de colocación

Temperatura del aire °C	Mínima dimensión lineal de la sección (cm)			
	Menor de 30	30 a 90	90 a 180	Mayor de 180
- 1 a +7	16 °C	13 °C	10 °C	7 °C
- 18 a -1	18 °C	16 °C	13 °C	10 °C
Menor de - 18	21 °C	18 °C	16 °C	13 °C

10.1.3. Temperaturas máximas de calentamiento de los materiales

Cuando sea necesario calentar los materiales componentes para que el hormigón alcance las temperaturas de colocación establecidas en el artículo 10.1.2., Tabla 10.1., se deberán respetar las siguientes temperaturas máximas :

- a) Agua de mezclado: 80 °C.
- b) Agregados: 65 °C de media, y en cualquier punto de la masa de los mismos, menor de 80 °C.
- c) Aditivos químicos: 80 °C.

Los equipos empleados para calentar los materiales, lo harán en forma uniforme en toda su masa.

En ningún caso la temperatura del hormigón fresco resultante será mayor de 30°C.

10.1.4. Elaboración del hormigón

10.1.4.1. No se descongelarán los agregados usando sales o productos químicos.

10.1.4.2. Se emplearán agregados que no contengan hielo adherido a su superficie.

10.1.4.3. Debe cuidarse el orden de ingreso de los componentes de la mezcla, a la hormigonera evitando que el cemento se ponga en contacto con materiales que estén a temperaturas mayores de 40 °C.

10.1.5. Colocación del hormigón

10.1.5.1. Las operaciones de colocación no se iniciarán, o serán interrumpidas, cuando se carezca de medios adecuados para proteger al hormigón de las bajas temperaturas, (ver el artículo 10.1.6.), y se den algunas de las siguientes condiciones :

- a) Cuando la temperatura ambiente en el lugar de la obra, a la sombra y lejos de toda fuente artificial de calor, sea menor de 5 °C.
- b) Cuando pueda preverse que dentro de las 48 horas siguientes al momento de colocar el hormigón, la temperatura ambiente pueda descender por debajo de 0 °C.

A los efectos, el hecho que la temperatura ambiente a las nueve de la mañana sea menor de 4°C, se tomará como indicio suficiente para prever que dentro del plazo indicado se alcanzará el límite de temperatura establecido anteriormente.

10.1.5.2. Durante los períodos de baja temperatura ambiente, antes de iniciar las tareas de colocación se debe verificar que :

- a) Existan en obra los medios necesarios para proteger al hormigón contra la acción de las bajas temperaturas.
- b) Los materiales componentes del hormigón estén libres de nieve, hielo o escarcha.
- c) Los encofrados, armaduras y lugares que ocupará el hormigón estén libres de nieve, hielo o escarcha, y que el hormigón fresco no se pondrá en contacto con suelos u hormigones congelados.

10.1.5.3. El hormigón que haya resultado perjudicado por la acción de las bajas temperaturas, será eliminado antes de continuar con las tareas de hormigonado.

10.1.6. Protección y curado del hormigón

10.1.6.1. Cuando se espere que la temperatura del ambiente descienda por debajo de + 2°C, después de su colocación, el hormigón fresco será protegido y mantenido a temperaturas iguales o mayores que las mínimas establecidas en la Tabla 10.2., durante un período no menor que el indicado en el artículo 10.1.6.2.

Tabla 10.2. Temperatura mínima a mantener durante el período de protección

Mínima dimensión lineal de la sección	Temperatura mínima a que debe mantenerse el hormigón durante el período de protección
cm	°C
Menor de 30	13
30 a 90	10
90 a 180	7
Mayor de 180	5

10.1.6.2. Cuando el hormigón contenga aire intencionalmente incorporado, el período de protección mínimo será el indicado a continuación, según sea el tipo de cemento utilizado:

- a) Cementos pórtland normal, sin adiciones que alteren su desarrollo de resistencia. Incluye también a los cementos normales que sean moderada o altamente resistente a los sulfatos y/o resistente a la reacción álcali - agregado: Tres (3) días.
- b) Cemento pórtland de alta resistencia inicial: Dos (2) días.
- c) Cementos pórtland de bajo calor de hidratación, puzolánico y con escorias de alto horno, y cemento de escorias de alto horno. Incluye también a los que posean la condición de moderada o altamente resistente a los sulfatos y/o resistentes a la reacción álcali-agregado: Seis (6) días.

10.1.6.3. Si el hormigón no contiene aire intencionalmente incorporado en su masa, los períodos de protección establecidos en el artículo 10.1.6.2. serán duplicados. Como alternativa, el período de protección se extenderá como mínimo hasta que las probetas moldeadas y curadas en condiciones tan idénticas como sea posible a las condiciones en que se encuentra el hormigón de la estructura que representan, tengan una resistencia de rotura a compresión igual o mayor que 7 MPa.

10.1.6.4. Durante el período de protección del hormigón se pueden admitir temperaturas de la masa inferiores a las indicadas en la Tabla 10.2. siempre que se cumplan las siguientes condiciones:

- a) En ningún momento la temperatura del hormigón de la estructura será menor que 5 °C.
- b) Dicha temperatura será monitoreada con sensores empotrados en su masa, que serán leídos no menos de cuatro (4) veces al día. Las lecturas deben permitir el registro de los picos extremos.
- c) La protección del hormigón se mantendrá durante el período de tiempo necesario para que el hormigón alcance una resistencia a compresión igual o mayor que 7 MPa, y asegure el posterior desarrollo de la resistencia característica especificada.
- d) La protección exterior debe ser suficientemente confiable frente a los fenómenos atmosféricos y las contingencias propias de la obra, para poder asegurar las condiciones establecidas en los puntos a), b) y c).

10.1.6.5. Para proteger el hormigón del efecto de las bajas temperaturas se utilizarán cubiertas con aislantes térmicos que aprovechen el calor de hidratación, o cerramientos que permitan calefaccionar mediante vapor de agua el recinto en que se encuentra la estructura .

Si para mantener la temperatura se emplean radiadores o calefactores a combustión, se adoptarán las precauciones necesarias para evitar el secado del hormigón. Además, los mismos no serán empleados en las primeras 24 horas después de colocado el hormigón, para evitar la exposición del hormigón con una atmósfera contaminada con anhídrido carbónico.

10.1.6.6. El curado del hormigón se realizará utilizando alguno de los métodos indicados en el artículo 7.12., combinándolos con la protección adecuada para cumplimentar los requisitos establecidos en los artículos 10.1.6.1. a 10.1.6.5.

10.2. HORMIGONADO EN TIEMPO CALUROSO

10.2.1. Definición

Se define como tiempo caluroso a cualquier combinación de alta temperatura ambiente, baja humedad relativa y velocidad de viento, que tienda a perjudicar la calidad del hormigón fresco o endurecido, o que contribuya a la obtención de propiedades anormales del mismo.

10.2.2. Temperatura de colocación del hormigón fresco

10.2.2.1. La temperatura del hormigón fresco inmediatamente después de su colocación y compactación, será igual o menor que 30 °C. Cuando el proyectista establezca una temperatura

menor de colocación, esta tendrá prelación sobre la indicada anteriormente.

10.2.2.2. La temperatura indicada en el artículo 10.2.2.1. no evita la formación de fisuras por retracción térmica. Cuando la tipología estructural y las condiciones del medio planteen la posibilidad de que ello ocurra, y deba evitarse la fisuración térmica por razones de durabilidad y/o aptitud de servicio de la estructura, deben realizarse los estudios necesarios para fijar la temperatura máxima de colocación.

Lo expresado precedentemente es de especial aplicación, sin que las menciones sean taxativas, en estructuras masivas, (ver el Capítulo 9), tabiques, losas de fundación y entrepisos de grandes dimensiones, y en toda estructura en que las formas estructurales y las restricciones de vínculos a la retracción térmica puedan producir tensiones mayores que la resistencia a tracción.

10.2.2.3. El hormigonado en tiempo caluroso puede provocar la fisuración por contracción plástica del hormigón. La temperatura indicada en el artículo 10.2.2.1. no asegura su prevención.

Cuando se hormigone en tiempo caluroso deben preverse las condiciones necesarias para evitar la contracción plástica.

10.2.3. Reducción de la temperatura del hormigón

Para reducir la temperatura del hormigón se puede adoptar uno o más de los siguientes métodos:

10.2.3.1. Usar cemento pórtland con la menor temperatura posible.

10.2.3.2. Mantener los acopios de agregados gruesos a la sombra, y refrigerar los mismos por humedecimiento con agua en forma de niebla para reducir su temperatura.

10.2.3.3. Refrigerar el agua de mezclado.

10.2.3.4. Emplear hielo en reemplazo parcial o total del agua de mezclado.

10.2.3.5. Mantener a la sombra o aislados térmicamente a los depósitos y cañerías que conducen el agua de mezclado.

10.2.4. Elaboración del hormigón

10.2.4.1. Cuando se utiliza hielo, el mismo debe ingresar a la hormigonera en escamas o triturado. Todo el hielo se debe licuar antes de terminar el período de mezclado.

10.2.4.2. Si los agregados se refrigeran con agua en forma de niebla, se debe descontar del total de agua de mezclado, la aportada por los agregados.

10.2.4.3. Para elaborar el hormigón no se utilizará cemento de alta resistencia inicial o aditivos químicos aceleradores.

10.2.4.4. Si el Director de Obra lo autoriza, se puede utilizar un aditivo químico retardador del tiempo de fraguado del hormigón. Este aditivo permite compensar la aceleración del fraguado producida por la mayor temperatura del hormigón, pero no es de aplicación para resolver otros efectos térmicos desfavorables. En estos casos la dosis de retardador se debe ajustar en función de las variaciones en la temperatura de colocación del hormigón.

10.2.4.5. El tiempo de mezclado del hormigón no excederá de noventa (90) segundos.

10.2.5. Colocación del hormigón

10.2.5.1. Cuando la temperatura del aire ambiente llegue a 30 °C, y se continúe colocando hormigón adoptando las precauciones estipuladas en el artículo 10.2.3., se procederá a rociar y humedecer los moldes, encofrados, hormigón y armaduras existentes, con agua en forma de niebla a la menor temperatura posible. En este caso, inmediatamente antes de la colocación del hormigón, deberá eliminarse toda acumulación de agua que pueda existir en los lugares que ocupará el hormigón fresco.

10.2.5.2. En caso que las condiciones ambientales diurnas sean críticas para lograr que el hormigón tenga una temperatura menor a la establecida en el artículo 10.2.2., las operaciones de hormigonado se realizarán por la noche.

10.2.5.3. Se recomienda que diariamente y a distintas horas se registre la temperatura y humedad relativa ambiente, la temperatura del hormigón y la velocidad de viento, correlacionándolas con el lugar de colocación del hormigón.

10.2.6. Protección y curado del hormigón

10.2.6.1. Las superficies expuestas de hormigón deberán mantenerse continuamente humedecidas durante 48 horas después de finalizada la colocación, mediante riego en forma de niebla, arpilleras húmedas u otros medios de comprobada eficacia. Inmediatamente después se seguirá con el período de curado húmedo especificado en el artículo 7.11.1.

10.2.6.2. Durante las primeras 24 horas, las superficies de hormigón expuestas al medio ambiente, serán protegidas contra la acción del viento y del sol, con el objeto de evitar la fisuración del hormigón por contracción plástica y secado prematuro.

10.2.6.3. Los encofrados de madera se mantendrán continuamente humedecidos hasta finalizar el periodo de curado del hormigón. (ver el artículo 7.11.1.5.).

10.2.6.4. La diferencia de las temperaturas del hormigón y del agua de curado nunca será mayor de 10 °C.

10.2.6.5. El curado del hormigón se realizará utilizando algunos de los métodos indicados en el artículo 7.12.1., combinándolo con la protección adecuada para cumplimentar los requisitos establecidos en los artículos 10.2.6.1. a 10.2.6.4..

CAPITULO 11 - ENCOFRADOS, APUNTALAMIENTOS, Y ELEMENTOS DE SOSTEN. CAÑERIAS INCLUIDAS

11.1. ENCOFRADOS, APUNTALAMIENTOS Y ELEMENTOS DE SOSTEN

11.1.1. Exigencias generales

Todas las estructuras de carácter temporario, tales como apuntalamientos, cimbras, encofrados, andamios y otras similares que se requieran por razones de orden constructivo, deben cumplir con las siguientes condiciones:

- a) Se construirán con materiales de características tales que les permitan cumplir las funciones que les corresponden, con un grado de seguridad adecuado.
- b) Las secciones y dimensiones se calcularán con la combinación de esfuerzos de cualquier naturaleza, que al actuar y superponerse produzcan las tensiones más desfavorables.
- c) Se ejecutarán de manera tal que hasta el momento de su remoción o sustitución por las estructuras permanentes, proporcionen el mismo grado de seguridad que éstas.
- d) El constructor será responsable del proyecto, cálculo y construcción de los apuntalamientos, cimbras, encofrados, andamios y otras estructuras temporarias.
- e) Cuando se trate de estructuras de hormigón de más de 7 metros de luz por tramo, o cuando la sección de la viga sea mayor de $0,5 \text{ m}^2$, el Constructor deberá someter a consideración del Director de Obra los planos y memorias de cálculo correspondientes, previamente a comenzar las tareas de hormigonado.
- f) Las memorias de cálculo y los planos de las estructuras temporarias formarán parte de la documentación de la obra.

11.1.2. Encofrados

- a) Serán resistentes, rígidos y suficientemente inderformables como para mantener las formas, dimensiones, niveles y alineamientos especificados en los planos, con las tolerancias dimensionales y de posición establecidas en el Capítulo 13.
- b) Se construirán con madera, chapas de acero, de madera compensada, fenólico, plástico o con cualquier otro material que cumpla con las condiciones establecidas en el artículo 11.1.2.a), debiendo ser estancos para evitar las pérdidas de mortero durante las

operaciones de hormigonado. Dichos materiales al ponerse en contacto con el hormigón fresco no lo ablandarán, decolorarán, mancharán ni perjudicarán en forma alguna su superficie.

- c) Cuando el Pliego de Especificaciones Técnicas Particulares no establezca lo contrario, en todos los ángulos y rincones de los encofrados se colocarán molduras de madera cepillada, conformando un triángulo rectángulo cuyos catetos midan 2,5 cm.
- d) Los encofrados deberán ser proyectados y construidos con la contraflecha que sea necesaria, para que la forma y perfil de la estructura terminada y expuesta a las condiciones de servicio sean las establecidas en los planos.
- e) Para facilitar la inspección y limpieza de los encofrados y la colocación y compactación del hormigón, se dejarán aberturas provisionarias de dimensiones adecuadas, a distintas alturas y a distancias horizontales máximas de 2,50 metros entre sí. Estas aberturas son especialmente importantes en encofrados profundos o de difícil inspección o limpieza.
- f) Los encofrados de madera no deben quedar expuestos al viento y al sol durante un tiempo prolongado.
- g) Los bulones, pernos y otros elementos metálicos que se utilicen como uniones internas para armar y mantener a los encofrados en sus posiciones definitivas, y que posteriormente queden incluidos en el hormigón, deberán tener los recubrimientos mínimos de hormigón establecidos en la Tabla 12.1., artículo 12.2., en función del tipo de exposición de la estructura al medio ambiente circundante.
- h) Los moldes para construir elementos estructurales premoldeados serán resistentes y tendrán la rigidez adecuada como para resistir sin deformaciones, los esfuerzos y movimientos provocados durante la colocación y compactación del hormigón.

11.1.3. Apuntalamientos y elementos de sostén

- a) Se construirán con madera estacionada sin nudos, perfiles o tubos metálicos o con otros materiales de características y condiciones igualmente satisfactorias.
- b) Deberán resistir sin hundimientos, deformaciones ni desplazamientos perjudiciales, la combinación más desfavorable de los esfuerzos estáticos derivados del peso del hormigón y de las armaduras y sobrecargas y de los esfuerzos dinámicos ocasionados por la colocación y compactación del hormigón, la acción del viento y cualquier otro a que puedan verse sometidos en las condiciones de trabajo hasta su remoción.
- c) Con el objeto de asegurar la estabilidad y rigidez de las estructuras temporarias, las mismas se arriostrarán longitudinal y transversalmente.

- d) Las deformaciones que se produzcan durante el proceso constructivo serán iguales o menores que las que pueden ocurrir en las construcciones permanentes ejecutadas con los mismos materiales.
- e) Los puntales y elementos de sostén deberán estar provistos de cuñas, gatos, tornillos u otros dispositivos adecuados, que permitan corregir posibles asentamientos durante las tareas de hormigonado.
- f) Los apuntalamientos o elementos de sostén no deberán ser fundados directamente sobre terrenos erosionables.

11.2. REMOCION DE ENCOFRADOS, APUNTALAMIENTOS Y ELEMENTOS DE SOSTEN

11.2.1. Exigencias generales

- a) La remoción de los encofrados, apuntalamientos y elementos de sostén se realizará cuando la resistencia del hormigón determinada según el artículo 6.3., sea la necesaria para que el elemento estructural tenga la capacidad portante para resistir las cargas actuantes en el momento de realizar dicha operación, con el grado de seguridad establecido en el artículo 17.2.2.
- b) Antes de iniciar las tareas de remoción de los encofrados, apuntalamientos y elementos de sostén, el Constructor pondrá en conocimiento del Director de Obra el programa de trabajos, la fecha en que se realizarán las tareas y la resistencia obtenida para el hormigón, según lo establecido en el artículo 11.2.2..

La remoción se realizará cuidadosa y gradualmente utilizando métodos y procedimientos que se traduzcan en esfuerzos estáticos, sin aplicación de golpes ni vibraciones.

- c) En estructuras constituidas por elementos premoldeados y elementos moldeados in situ, el momento de iniciar la remoción de los encofrados, apuntalamientos y elementos de sostén, se regirá por la menor de las resistencias de ambos hormigones, determinadas mediante ensayos según el artículo 6.3.
- d) En estructuras pretensadas, además de cumplirse todo lo establecido precedentemente, la remoción de las cimbras y puntales se iniciará después de haber aplicado esfuerzos de postensado de intensidad suficiente como para que la estructura sea capaz de resistir su peso propio y las sobrecargas previstas para el proceso constructivo.
- e) Con el objeto de reducir las flechas y deformaciones debidas al efecto de fluencia lenta y de la contracción por secado del hormigón, los puntales y elementos de sostén permanecerán colocados, o se los volverá a colocar inmediatamente después de que se

removieron los encofrados, y deberán permanecer colocados durante todo el tiempo que sea posible.

En los edificios de varios pisos los puntales deben colocarse superpuestos sobre una misma vertical.

- f) En losas y vigas de luz igual o menor de 8 metros, se colocará un apoyo en el centro de la luz.

Para luces mayores de 8 metros se colocará mayor cantidad de apoyos.

Para losas de luz igual o menor de 3 metros, no se colocarán apoyos, salvo el caso de espesores de carácter excepcional.

- g) Sobre las estructuras recientemente desencofradas o descimbradas, no se deberán acumular cargas, materiales ni equipos que hagan peligrar la estabilidad de la estructura. Cuando no se pueda evitar, el Director de Obra podrá autorizar la excepción, siempre que a su juicio se hayan adoptado precauciones especiales para no perjudicar la estructura.

11.2.2. Resistencia y plazos mínimos para remoción de los encofrados y elementos de sostén

- a) El Pliego de Especificaciones Técnicas Particulares establecerá el momento de la remoción de los encofrados, apuntalamientos y demás elementos de sostén.
- b) Cuando no existan Especificaciones Técnicas Particulares al respecto, la remoción de los encofrados, apuntalamientos y elementos de sostén se podrá iniciar cuando la resistencia del hormigón determinada por ensayos según lo establecido en el artículo 6.3., sea igual o mayor que una de las dos condiciones siguientes:
- El setenta y cinco por ciento (75 %) de la resistencia característica especificada.
 - El doble de la resistencia necesaria para resistir las máximas tensiones que se producen en el momento de la remoción.
- c) En ausencia de la información requerida para aplicar los puntos a) y b) precedentes, el Director de Obra puede tomar los plazos mínimos orientativos indicados en la Tabla 11.1., para establecer el momento de la remoción de los encofrados, apuntalamientos y elementos de sostén.

A tal efecto, los plazos de la Tabla 11.1. serán válidos si se cumplimentaron las condiciones de protección y curado establecidas en los artículos 7.10, 7.11., 10.1. y 10.2..

Dichos plazos se contarán a partir del momento en que la última porción de hormigón se colocó en el elemento estructural considerado, o en los elementos que cubrirán las luces

adyacentes si se trata de una estructura de tramos múltiples.

Los plazos mínimos establecidos en la Tabla 11.1. se aumentarán en un número de días igual o mayor, al de aquellos en que la temperatura del aire en contacto con la estructura fue menor de 5 °C.

Tabla 11.1. Plazos mínimos en días, para remoción de encofrados, apuntalamientos y otros elementos de sostén, cuando se usen los cementos indicados

Tipo de estructura	Cemento pórtland : normal, moderada y altamente resistentes a los sulfatos, sin adiciones y resistente a la reacción álcali-agregado
Túneles y conductos circulares.	3
Encofrados laterales de vigas, muros y columnas.	3
Encofrados de losas, dejando puntales de seguridad.	14
Fondos de vigas y cimbras de arcos, dejando puntales de seguridad.	14
Remoción de puntales de seguridad y otros elementos de sostén en vigas, pórticos y losas.	21

Cuando se empleen cementos cuya velocidad de desarrollo de resistencia sea menor o mayor que la de los cementos indicados en la Tabla 11.1., los plazos mínimos se deben ajustar determinando el grado de endurecimiento del hormigón de acuerdo con lo establecido en el artículo 11.2.2 .b).

11.3. CAÑERÍAS PARA LA CONDUCCION DE FLUIDOS, INCLUIDAS EN LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGON

11.3.1. Exigencias generales

11.3.1.1. Se usarán cañerías y accesorios fabricadas con materiales capaces de resistir sin deterioros el contacto con el fluido que conducen y con el hormigón de cemento pórtland. Sus diámetros y espesores serán los que corresponden para resistir las temperaturas y presiones de los fluidos que conducen.

11.3.1.2. La temperatura del fluido a conducir será igual o menor de 70 °C. La presión de conducción será igual o menor de 1,4 MPa, respecto de la presión atmosférica.

11.3.1.3. Antes de proceder al hormigonado de la estructura, el conjunto de todas las cañerías y accesorios serán sometidas a ensayos de presiones internas. La presión de ensayo será igual o mayor de una y media vez la presión máxima de servicio, y no menor de 1,0 MPa, por encima de la presión atmosférica, y deberá ser mantenida durante un tiempo igual o mayor de 4 horas.

Durante el período de prueba no se debe observar pérdida de presión.

No se requerirá el ensayo de presiones internas para las cañerías de desagües o cualquier otra proyectada para resistir presión igual o menor de 0,01 MPa por encima de la presión atmosférica.

11.3.1.4. Hasta que el hormigón alcance la resistencia característica de diseño, solo se permitirá que por las cañerías circule fluido a temperatura y presión igual o menor de 30 °C y 0,3 MPa, respectivamente.

11.3.1.5. Las uniones de las cañerías y accesorios destinados a conducir fluidos a presión, se realizarán por soldadura u otros métodos y procedimientos que garanticen igual seguridad. Se prohíben las uniones roscadas.

Los trabajos de soldaduras serán realizados por personal calificado, a juicio del Director de Obra.

11.3.1.6. Las cañerías se fabricarán e instalarán en forma tal que su colocación no requiera cortar, doblar ni desplazar las barras de acero para armaduras, respecto de los lugares establecidos en los planos y planillas.

11.3.1.7. Queda prohibido el uso de cañerías de aluminio y de aleaciones que lo contengan.

11.3.2. Cañerías de acero para la conducción de fluidos

11.3.2.1. En el momento de colocación del hormigón, las cañerías estarán limpias y libres de óxidos, aceites, grasas y cualquier otra sustancia extraña, con tapones en sus extremos.

11.3.2.2. El hormigón tendrá una consistencia igual o mayor a la plástica, (ver el artículo 5.1.2., Tabla 5.1.) y su contenido unitario de cemento pórtland será mayor de 300 kg/m³.

11.3.2.3. Previamente al hormigonado, y para sostener a las cañerías en su posición definitiva se utilizarán exclusivamente elementos macizos de acero, de mortero, de plástico o de cualquier otra sustancia que no sea porosa.

11.3.2.4. El recubrimiento de hormigón de las cañerías cumplirá con los mínimos establecidos en el artículo 12.2 , Tabla 12.1..

11.3.2.5. Se asegurará el contacto directo entre la cañería y el hormigón circundante. En caso que la cañería deba ser protegida con materiales aislantes, los mismos no deben contener productos capaces de provocar la corrosión de las cañerías.

11.3.2.6. El espesor total del elemento estructural que contiene a las cañerías debe ser hormigonado de una sola vez.

11.3.2.7. Se prohíbe el manipuleo y almacenamiento de materiales o productos agresivos en las proximidades de las cañerías.

CAPITULO 12 - COLOCACION Y RECUBRIMIENTO DE LAS ARMADURAS

12.1. COLOCACION DE LA ARMADURA

12.1.1. Requisitos generales

12.1.1.1. No se permitirá el contacto de las barras de armaduras con otros elementos metálicos que no sean de acero, a los efectos de evitar posibles fenómenos de corrosión.

12.1.1.2. Antes de su empleo las armaduras se limpiarán cuidadosamente de manera que, al realizar las operaciones de hormigonado, las mismas se encuentren libres de mortero, pasta de cemento, hormigón endurecido, polvo, barro, escamas de herrumbre sueltas, grasas, aceites, pinturas y toda otra sustancia capaz de reducir la adherencia hormigón - acero.

12.1.1.3. Antes de colocar las armaduras en elementos estructurales de fundación, se deberá ejecutar una hormigón de limpieza sobre el suelo de apoyo, de las características establecidas en el artículo 7.5.1.2.

12.1.2. Posicionado y fijación

12.1.2.1. Previa verificación de su forma y dimensiones, todas las armaduras se colocarán respetando la posición indicada en los planos o planillas, con las tolerancias establecidas en el artículo 12.2.

Las barras que constituyen la armadura principal se vincularán firmemente con los estribos, zunchos o barras de repartición.

12.1.2.2. Para asegurar el mantenimiento de las formas y posiciones definitivas de las armaduras y las separaciones establecidas entre barras, se colocará un número suficiente de soportes o espaciadores metálicos, de mortero o de material plástico y ataduras metálicas. Se prohíbe el uso de trozos de ladrillos, partículas de agregados, trozos de madera o de caños.

12.1.2.3. En el caso de elementos estructurales armados con barras colocadas en malla preparadas in situ, todos los cruces serán atados cuando la separación entre ellos sea igual o mayor que 30 cm, caso contrario las intersecciones se atarán alternadamente.

12.1.3. Separación entre barras

12.1.3.1. La separación libre mínima entre barras longitudinales será igual o mayor que el

diámetro de la barra adyacente de mayor diámetro y no menor de 20 mm.

12.1.3.2. Cuando se empleen vibradores internos para la compactación del hormigón, el espaciamiento entre las barras de acero de la armadura será tal que permita introducir el vibrador libremente en la masa del hormigón.

12.2. RECUBRIMIENTO DE LA ARMADURA

12.2.1. Definición

Se entenderá por recubrimiento a la distancia libre comprendida entre el punto más saliente de cualquier armadura, principal o secundaria o de vainas, y la superficie externa del hormigón más próxima, excluyendo capas de limpieza, revoques u otros materiales de terminación. Dicho recubrimiento debe ser moldeado conjuntamente con el elemento estructural.

Ese recubrimiento es el resultante de sumar el valor mínimo indicado en el artículo 12.2. y la tolerancia Δh establecida en el artículo 12.3..

12.2.2. Recubrimiento mínimo

12.2.2.1. El recubrimiento mínimo de hormigón debe garantizar :

- La transmisión segura de las tensiones de adherencia.
- Que no se produzca descascaramiento del hormigón.
- Una resistencia adecuada al fuego.
- Que el acero esté protegido contra la corrosión.

12.2.2.2. El recubrimiento mínimo será igual o mayor que el valor que satisfaga los establecidos en la Tabla 12.1. y los que se indican a continuación:

- a) En hormigón armado, el diámetro de la barra de la armadura principal o al diámetro equivalente en el caso de grupos de barras.
- b) En hormigón postensado, el diámetro de la barra de la armadura principal pasiva y el cable o vaina de postensado.
- c) En hormigón pretensado, el doble o el triple del diámetro del alambre o del cordón, en el caso de alambres lisos o conformados, respectivamente.

Tabla 12.1. Recubrimiento mínimo según el tipo de exposición de la estructura

Recubrimiento mínimo (mm)	Tipos de exposición de las estructuras, de acuerdo con la clasificación de la Tabla 3.3.										
	1	2a	2b	3	4a	4b	4c	4d	5a	5b	5c (3)
Hormigón armado	15	20	25	40	40	35	40	40	25	30	40
Hormigón pretensado	25	30	35	50	50	45	50	50	35	40	50

(1) - Para losa y elementos estructurales similares, y condiciones de exposición 2a / 5b, se puede reducir 5 mm.
(2) - Para los tipos de exposición 2a / 5b, cuando se utiliza hormigón de clase H-38 o mayor, se puede reducir 5 mm, excepto en losas y elementos similares.
(3) - Adicionalmente, se debe proteger a la estructura con una membrana o material impermeable capaz de resistir la agresión

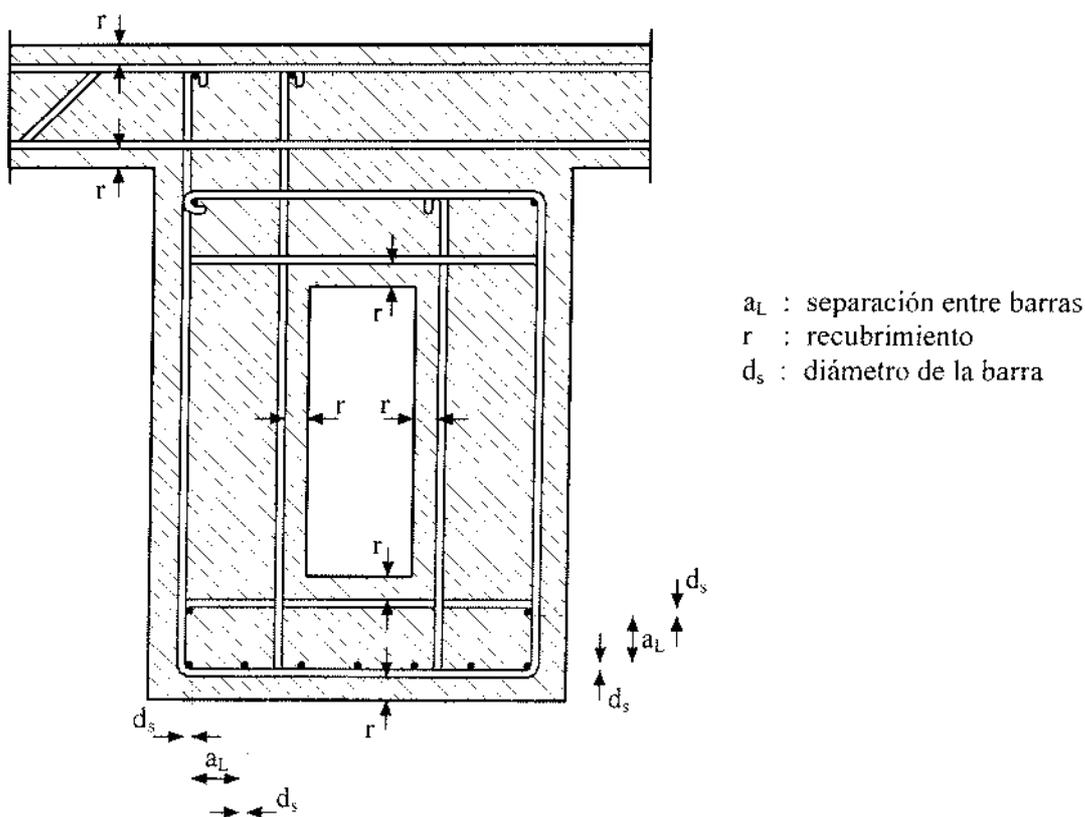


Figura 1. Recubrimiento de la armadura y separación entre barras.

CAPITULO 13 - TOLERANCIAS CONSTRUCTIVAS

13.1. EXIGENCIAS GENERALES

- a) Las estructuras se deberán construir con todo cuidado y precisión, respetando las posiciones, niveles y dimensiones indicados en los planos y demás documentos del proyecto.
- b) Cuando en los planos, Especificaciones Técnicas Complementarias u otros documentos del proyecto no se indiquen tolerancias constructivas más exigentes, se adoptarán las tolerancias máximas dadas en los artículos 13.2., 13.3., 13.4. y 13.5..
- c) Las superficies de losas terminadas que excedan las tolerancias establecidas en el artículo 13.4., podrán ser corregidas o modificadas, eliminando las protuberancias y nivelando las depresiones con un material de características adecuadas, aprobado por el Director de Obra.

13.2. TOLERANCIAS DIMENSIONALES Y DE POSICION DE LAS ESTRUCTURAS

13.2.1. Diferencias de nivel

En las superficies de hormigón, horizontales o inclinadas, según corresponda, se admitirán las siguientes tolerancias, con respecto a los niveles teóricos indicados en los planos:

- | | |
|---|---------|
| ■ En 3 m | 6,0 mm |
| ■ En cada tramo de hasta un máximo de 6 m | 10,0 mm |
| ■ En tramos o longitudes mayores de 6 m | 20,0 mm |

13.2.2. Alineación horizontal

Falta de alineación horizontal en la ubicación de las columnas y demás elementos portantes o variación del emplazamiento de la estructura, respecto de los indicados en los planos.

- | | |
|-------------------------------|---------|
| ■ En hasta 6 m | 6,0 mm |
| ■ Máximo en la longitud total | 25,0 mm |

13.2.3. Alineación vertical

Falta de alineación vertical en las columnas y pilares superpuestos.

■ En 3 m de altura	6,0 mm
■ En cada piso hasta un máx. de 6 m de altura	10,0 mm
■ Máximo para la altura total	25,0 mm

13.2.4. Diferencia entre eje real y teórico

El eje real de la columna o del arco, no podrá separarse del teórico en cualquier dirección en más de 1/5 de la distancia del centro de la sección al borde del núcleo central respectivo.

13.2.5. Dimensiones de los elementos de hormigón.

La tolerancia de toda dimensión lineal " d_b " (en mm) del hormigón, sea ésta: altura o ancho de una sección, largo de una pieza, flecha de un arco, etc. no debe superar el valor dado por la siguiente expresión:

$$\pm 2,5 \cdot \sqrt[3]{\frac{d_b}{10}}$$

Este valor quedará limitado a 30,0 mm.

13.3. TOLERANCIAS DIMENSIONALES Y DE POSICION DE LAS ARMADURAS

13.3.1. Formas y áreas de las secciones transversales rectas

Se aceptarán las que especifiquen las normas IRAM - IAS en vigencia para aceros para la construcción, (ver el artículo 4.8.).

13.3.2. Dimensiones lineales

- Para toda dimensión lineal " d_a ", expresada en milímetros, y medida según el eje longitudinal de la barra, la tolerancia en milímetros se tomará igual al valor dado por la siguiente expresión:

$$\pm 5 \cdot \sqrt[3]{\frac{d_a}{10}}$$

El valor obtenido no superará en ningún caso 60,0 mm.

- b) Para armaduras transversales de piezas zunchadas, la tolerancia (en mm), se reducirá al valor dado por la siguiente expresión:

$$\pm 2,5 \cdot \sqrt[3]{\frac{d_a}{10}}$$

13.3.3. Posición de las armaduras

- a) El recubrimiento mínimo de hormigón será el establecidos en el artículo 12.2..
- b) Para la distancia entre el eje de una barra y la superficie exterior más próxima del hormigón, la tolerancia respecto de la distancia teórica "d_a" indicada en los planos, expresada en milímetros, será:

$$\pm 5 \cdot \sqrt[3]{\frac{d_a}{10}}$$

- c) La separación mínima entre las barras de armaduras será la establecida en el artículo 12.1.3. y en el Capítulo 18 de este Reglamento, no admitiéndose tolerancia alguna en menos. Las tolerancias en más, expresadas en mm, serán las siguientes:

- entre las barras de armaduras principales, de piezas flexadas y comprimidas:

$$\pm 5 \cdot \sqrt[3]{\frac{d_a}{10}}$$

- entre las barras de las armaduras transversales de las piezas zunchadas, y para las longitudinales de las piezas flexocomprimidas con relación $d/h \geq 0,12$ y con $h_t < 25$ cm:

$$\pm 2,5 \cdot \sqrt[3]{\frac{d_g}{10}}$$

siendo :

- d' la distancia del baricentro de la armadura comprimida a la fibra más comprimida.
- h la altura útil de la sección.
- h_t la altura total de la sección.

13.4. LOSAS. CLASES Y TOLERANCIAS DE TERMINACION

El Pliego de Especificaciones Técnicas Particulares especificará en cada caso las tolerancias de terminación seleccionadas entre las siguientes:

13.4.1. Terminación Clase A

La superficie será plana con una tolerancia de 3 mm en 3 m, y se verificará con una regla recta colocada sobre cualquier lugar de la losa, en cualquier dirección.

13.4.2. Terminación Clase B

La superficie será plana con una tolerancia de 6 mm en 3 m, y se verificará con una regla recta colocada sobre cualquier lugar de la losa, en cualquier dirección.

13.4.3. Terminación Clase C

La superficie será plana con una tolerancia de 6 mm en 60 cm, y se verificará con una regla recta de 60 cm colocada en cualquier lugar de la losa, en cualquier dirección.

13.5. SUPERFICIES ENCOFRADAS. TOLERANCIAS DE TERMINACION

Los defectos e irregularidades superficiales, bruscos o graduales, se controlarán con una regla recta y rígida, de 1,50 m de longitud, apoyada sobre la superficie a controlar. Los defectos correspondientes a las superficies curvas, serán considerados en cada caso por el Director de Obra, y controlados mediante procedimientos que impliquen exigencias del mismo orden que las enunciadas para las superficies planas.

13.5.1. Terminación T-1

Corresponde a las superficies donde la rugosidad e irregularidades superficiales que presentan no constituyen un inconveniente debido a que no quedarán expuestas a la vista. Tal es el caso de las estructuras que serán cubiertas con suelos u otros materiales de relleno. Para los encofrados no se especifican materiales especiales con tal que las tablas sean rectas y planas, y los encofrados sean suficientemente estancos como para impedir toda pérdida de mortero durante la ejecución de las estructuras.

Las depresiones máximas de las superficies no excederán los 25,0 mm

Las depresiones mayores deberán ser corregidas. No se aceptarán deficiencias que impliquen una reducción de las dimensiones fuera de las tolerancias establecidas, (ver el artículo 13.2.5.). Los encofrados pueden construirse con el mínimo de refinamientos, con tal que permitan obtener elementos estructurales de la forma y dimensiones indicadas en los planos.

13.5.2. Terminación T-2

Corresponde a las superficies que, a juicio del Director de Obra, estén poco expuestas a la vista, o bien a las superficies que serán revocadas.

- Máxima irregularidad superficial abrupta o localizada admisible 6,0 mm
- Máxima irregularidad superficial gradual admisible 12,0 mm

Para posibilitar la obtención de esta terminación, los encofrados deben ejecutarse con cuidado, sin combaduras, faltas de alineación ni de nivel que llamen la atención, ni que resulten fácilmente visibles.

13.5.3. Terminación T-3

Corresponde a las superficies permanentemente expuestas a la vista y aquellas para las que el aspecto tiene especial importancia, elementos estructurales premoldeados y superficies de apoyo de máquinas.

Cualquiera que sea el material con que se construyan los encofrados, no producirán irregularidades superficiales mayores a las indicadas a continuación:

- Máxima irregularidad superficial abrupta o localizada admisible 3,0 mm
- Máxima irregularidad superficial gradual admisible 6,0 mm

Al observar las estructuras desde una distancia de 6 metros, a juicio del Director de Obra, el hormigón presentará superficies con mínimas diferencias de color y textura, y mínimas irregularidades y defectos superficiales.

En las estructuras expuestas a la vista, los defectos e irregularidades a reparar no excederán de 1 m² por cada 500 m² de superficie, además de las cavidades dejadas por los elementos de fijación de los encofrados.

13.6. TOLERANCIAS PARA ESTRUCTURAS MASIVAS

Las tolerancias para estos tipos de estructuras no han sido contempladas en este Reglamento y deberán ser indicadas por el Proyectista.

CAPITULO 14 - ACEPTACION DE ESTRUCTURAS TERMINADAS

14.1. EXIGENCIAS GENERALES

14.1.1. Aceptación

14.1.1.1. Serán aceptadas las estructuras terminadas que cumplan todas las exigencias y condiciones de este Reglamento que le sean aplicables.

14.1.1.2. Serán aceptadas las estructuras terminadas que no cumplan una o más de las exigencias y condiciones especificadas en este Reglamento, pero que hayan sido reparadas para cumplir satisfactoriamente sus funciones en las condiciones de servicio.

14.1.1.3. La aceptación puede quedar condicionada a las modificaciones del destino de uso, cargas de servicio u otras que resulten compatibles con las condiciones actuales de seguridad de la estructura.

14.2. TOLERANCIAS

14.2.1. Por dimensiones del elemento estructural o armadura

14.2.1.1. Las estructuras o partes de ellas que tengan secciones o dimensiones de hormigón y/o armaduras, menores que las admisibles de acuerdo con las tolerancias establecidas en el artículo 13.2., se considerarán como de resistencia potencial no satisfactoria y se les aplicará lo establecido en el artículo 14.4.

14.2.1.2. Las estructuras o partes de ellas que tengan secciones o dimensiones mayores que las admisibles de acuerdo con las tolerancias establecidas en el artículo 13.2. serán rechazadas, si a juicio del Director de Obra, el material en exceso es imposible de eliminar, o si al eliminarlo se reduce la resistencia del elemento estructural, la capacidad de carga de la estructura, o si impide o dificulta las condiciones de funcionamiento o modifica el aspecto de la estructura.

Si a juicio del Director de Obra, se pueden corregir las deficiencias y se autoriza la eliminación del material en exceso, el Constructor deberá realizar los trabajos que se indiquen en forma tal que se mantenga la resistencia y estabilidad del elemento estructural y de la estructura, y se cumplan en las condiciones de servicio, todos los requisitos previstos referentes al funcionamiento, durabilidad y aspecto de la estructura.

14.2.2. Por posicionado del elemento estructural o armadura

14.2.2.1. Serán rechazadas las estructuras o elementos estructurales construídos en lugares o posiciones equivocadas, o fuera de las tolerancias de emplazamiento establecidas en el artículo 13.2., si a juicio del Director de Obra ello afecta desfavorablemente a la resistencia, estabilidad, durabilidad, aspecto o condiciones de funcionamiento de la estructura, o si la posición o emplazamiento equivocados, interfiere o perjudica a otras obras o estructuras.

14.2.2.1. Serán rechazados los elementos estructurales cuyas armaduras se encuentren en posiciones equivocadas o fuera de las tolerancias establecidas en el artículo 13.3..

14.2.3. Por terminación superficial en losas

Las superficies de losas terminadas que excedan las tolerancias establecidas en el artículo 13. 4., serán corregidas o modificadas , eliminando las protuberancias y nivelando las depresiones con material de características adecuadas, o aplicando otros procedimientos previamente aprobados por el Director de Obra.

14.3. TERMINACION Y ASPECTO SUPERFICIAL DE LA ESTRUCTURA

- a) El pliego de Especificaciones Técnicas Particulares de la obra deberá establecer las condiciones a cumplir por las superficies de estructuras expuestas a la vista, referentes a su aspecto, color y textura, y de tener deficiencias, como deben ser reparadas, acondicionadas y tratadas.
- b) No será rechazado el hormigón no expuesto a la vista, por deficiencias de aspecto, color o textura, siempre que la terminación superficial de la estructura cumpla con las condiciones generales de terminación y reparación establecidas en el artículo 14.7..

14.4. RESISTENCIA Y ESTABILIDAD DE LA ESTRUCTURA

14.4.1. Resistencia potencial no satisfactoria

La resistencia de la estructura terminada será considerada potencialmente no satisfactoria, si no se cumplen una o más de las condiciones especificadas que inciden directamente sobre ella. Como casos típicos, sin ser una enumeración taxativa, se consideran los siguientes:

- a) Falta de cumplimiento de las condiciones de resistencia del hormigón establecidas en el artículo 6.2., en relación con la resistencia especificada en los planos y demás documentos del proyecto.
- b) Empleo de barras, alambres, cordones o mallas de acero de diámetros, resistencias o

características distintas o inferiores a las establecidas en los planos y demás documentos del proyecto, o colocados y distribuidos en cantidades o posiciones distintas de las especificadas, o de las establecidas en este Reglamento.

- c) Elementos estructurales de dimensiones distintas, o ubicados en posiciones equivocadas respecto de las que figuran en los planos, y que contribuyan a reducir la resistencia de los mencionados elementos.
- d) Protección inadecuada del hormigón contra las altas o bajas temperaturas en las etapas iniciales de endurecimiento y desarrollo de su resistencia, salvo que se demuestre a través de los estudios complementarios establecidos en el artículo 14.4.2., que se alcanzó la resistencia característica especificada.
- e) Curado deficiente del hormigón, o realizado durante un período menor que el establecido en este Reglamento, salvo que se cumplan las condiciones establecidas en el punto d) precedente.
- f) Hormigón perjudicado por acciones mecánicas, incendios, remoción prematura de los encofrados, accidentes, traslado prematuro o inconveniente de los elementos premoldeados, aplicación prematura de cargas o tensiones, o por cualquier otra causa que se traduzca en una reducción de la resistencia o de la calidad del hormigón.
- g) Deficiencias provocadas por una mano de obra incompetente, o como consecuencia de métodos constructivos poco cuidadosos o inadecuados, que provoquen una reducción de la resistencia del hormigón o de la estructura.

14.4.2. Estudios complementarios para verificar las condiciones de seguridad de la estructura

Cuando el Director de Obra, en base a la información disponible, considere que la resistencia potencial de la estructura no cumple con la especificada, puede disponer :

- a) La revisión del proyecto y la verificación de los cálculos estructurales.

Para ello se adoptará como resistencia característica del hormigón de los elementos estructurales considerados, la determinada mediante los resultados de los ensayos de resistencia realizados durante el proceso constructivo de los mismos, teniendo en cuenta, además, la información derivada de los ensayos establecidos en el artículo 14.4.2.b), si estos se hubiesen realizado.

- b) La realización de estudios y ensayos, con el objeto de verificar las características y propiedades del hormigón que forma parte de la estructura, y las condiciones de la estructura.

A tal efecto puede disponer la extracción y ensayo de testigos representativos del hormigón de la estructura, en número adecuado y en las condiciones establecidas en el artículo 6.4.2..

Los resultados de los ensayos de testigos de la estructura pueden ser complementados por ensayos no destructivos, realizados por métodos normalizados y suficientemente experimentados, con las limitaciones establecidas en el artículo 6.4.3., y con pruebas de carga directa en elementos de la estructura sometidos preponderantemente a esfuerzos de flexión.

La interpretación de los ensayos destructivos y no destructivos y de las pruebas de carga, será realizada por un ingeniero competente habilitado.

14.5. ADOPCION DE DECISIONES EN BASE A LOS RESULTADOS DE LOS ESTUDIOS COMPLEMENTARIOS REALIZADOS

14.5.1. Aceptación

Serán aceptadas las estructuras que, de acuerdo con los resultados de los estudios, ensayos, verificaciones y pruebas complementarias establecidas en el artículo 14.4.2., cumplan las condiciones de seguridad establecidas en este Reglamento.

14.5.2. Opciones

Para las estructuras que, de acuerdo con las pruebas complementarias establecidas en el artículo 14.4.2., no cumplan las condiciones de seguridad establecidas en este Reglamento, el Director de Obra adoptará las decisiones que estime corresponder, de las que sin carácter limitativo, se enumeran a continuación :

- a) Rechazo, demolición y reemplazo del sector, elementos estructurales o estructuras que no cumplan las condiciones de seguridad establecidas.
- b) Refuerzo de los elementos estructurales o estructuras con el objeto de que cumplan las condiciones de seguridad establecidas.

En este caso, previamente a la ejecución de los trabajos, el Constructor deberá someter a la aprobación del Director de Obra el plan de refuerzos que se propone realizar, y la metodología para ejecutarlos.

- c) Aprovechamiento de la estructura con reducción de las cargas de explotación, a valores compatibles con los resultados obtenidos según el artículo 14.4.2., y con las condiciones de seguridad establecidas por este Reglamento.

14.6. DISPOSICIONES CORRESPONDIENTES A LA DEMOLICION DE ELEMENTOS O ESTRUCTURAS

Cuando se disponga la demolición de una estructura o parte de ella, la tarea incluirá también las de protección, reparación, demolición y reconstrucción de las obras o estructuras existentes o ejecutadas que resulten afectadas por la citada demolición.

Los materiales o escombros resultantes de la demolición serán transportados y depositados fuera de la zona de la obra.

14.7. REPARACION DE LOS DEFECTOS DE TERMINACION SUPERFICIAL DE LA ESTRUCTURAS

14.7.1. Exigencias generales

- a) Salvo que el Pliego de Especificaciones Técnicas Particulares de la obra establezca lo contrario, las estructuras tendrán las terminaciones superficiales especificadas después de desencofradas.
- b) Cualquiera sea el tipo de terminación requerido, los defectos superficiales que a juicio del Director de Obra, puedan afectar la resistencia, impermeabilidad, durabilidad o aspecto de la estructura, deben ser adecuadamente reparados para que las superficies reunan las condiciones establecidas en este Reglamento.
- c) Las reparaciones de los defectos superficiales se realizarán inmediatamente después del desencofrado de las estructuras, previa autorización del Director de Obra, debiendo la zona afectada quedar reparada dentro de las 24 horas de iniciada la operación.

14.7.2. Reparación de los defectos de terminación superficial de la estructura

- a) El hormigón que por cualquier motivo resultara superficialmente defectuoso, será eliminado y reemplazado por otro hormigón o por un mortero de calidad adecuada.
- b) Todas las reparaciones serán efectuadas sin afectar en forma alguna la resistencia, durabilidad, condiciones de servicio, aspecto o seguridad de las estructuras.
- c) Los trabajos serán efectuados únicamente por mano de obra especializada, competente y cuidadosa. Durante estas operaciones se mantendrá una supervisión permanente.
- d) Las superficies reparadas tendrán las formas, dimensiones, alineaciones y pendientes establecidas en los planos.
- e) En superficies expuestas a la vista, las zonas reparadas deben concordar con las que

corresponden a las zonas contiguas, en lo que hace a niveles, aspecto, color y textura.

- f) Los defectos más comunes a reparar son los siguientes:
- Defectos ocasionados por segregación del hormigón y deficiencias de mortero o mala compactación.
 - Cavidades dejadas por la remoción de los elementos de fijación colocados en los extremos de los pernos, bulones u otros elementos internos utilizados para armar y mantener a los encofrados en sus posiciones definitivas.
 - Agrietamientos o roturas producidas por la remoción de los encofrados y elementos de sostén, o por otras causas.
 - Depresiones superficiales, rebabas, protuberancias o convexidades originadas por defectos de construcción de los encofrados, movimientos de los mismos, o por otras causas.

CAPITULO 15- PRINCIPIOS PARA LA DETERMINACION DE LAS SOLICITACIONES

15.1. DETERMINACION DE LAS SOLICITACIONES

15.1.1. Generalidades

Las solicitaciones características se obtendrán para las superposiciones de acciones (estados de cargas) que puedan presentarse durante el uso o período de construcción de la estructura, de acuerdo con lo indicado en este Reglamento y en los Reglamentos que se detallan a continuación:

- 1) Las acciones permanentes originadas por el peso propio de la estructura y por las acciones debidas a la ocupación y el uso, según el *Reglamento CIRSOC 101 "Cargas y sobrecargas gravitatorias para el cálculo de estructuras de edificios"*.
- 2) La acción del viento, según el *Reglamento CIRSOC 102 "Acción del viento sobre las construcciones"*.
- 3) Las acciones sísmicas, según el *Reglamento INPRES-CIRSOC 103 "Normas Argentinas para las construcciones sismorresistentes"*.
- 4) Las acciones resultantes de la nieve y del hielo, según el *Reglamento CIRSOC 104 "Acción de la nieve y del hielo sobre las construcciones"*.
- 5) Las acciones térmicas pueden ser determinados según la *Recomendación CIRSOC 107 "Acción térmica climática sobre las construcciones"*.

Otras acciones como por ejemplo: máquinas, equipos, vehículos, etc. se deben ajustar a lo estipulado en los reglamentos especiales o si éstos no existieran, el Profesional Responsable deberá justificar los valores que adopte. Se admite una superposición de acciones (combinación de estados de carga) según la *Recomendación CIRSOC 105 "Superposición de Acciones (Combinación de Estados de Carga)"* solamente cuando pueda ser aplicada en forma íntegra.

Se considerará también, la rigidez espacial, la estabilidad y si fuera necesario, la redistribución desfavorable de solicitaciones por fluencia lenta.

15.1.2. Determinación de las solicitaciones características originadas por cargas

Para la determinación de las solicitaciones características se ubicarán las sobrecargas en la posición más desfavorable. Si fuera necesario se determinará ésta mediante líneas de influencia. Cuando las sobrecargas a considerar sean uniformemente distribuidas, bastará, en general,

disponerlas por tramos enteros en la ubicación más desfavorable.

Las solicitaciones características en estructuras hiperestáticas, se determinarán mediante métodos basados en la teoría de la elasticidad, pudiéndose tomar, en general, los valores de las secciones según el estado I, con o sin la inclusión de las secciones de acero multiplicadas por diez.

En construcciones corrientes (ver el artículo 2.8.1.), se podrá hacer la redistribución de momentos, para losas, vigas y vigas placa continuas (ver el artículo 15.4.1.1.), con luces de hasta 12 m y con momento de inercia constante de la manera siguiente: los momentos en los apoyos calculados según las indicaciones que anteceden podrán disminuirse o aumentarse en un 15% con respecto a sus valores máximos siempre que se respeten las condiciones de equilibrio para la determinación de los correspondientes momentos flexores en los tramos.

Si se va a hacer la redistribución conviene que se garantice la ductilidad con la elección de una cuantía tal que excluya la falla prematura en compresión.

En base a estos principios básicos, se admite la aplicación de procedimientos aproximados como por ejemplo los indicados en el Cuaderno 240 (ver el artículo 1.2.4.).

Con respecto a la rigidez torsional y a los momentos torsores ver el artículo 15.5..

El coeficiente de dilatación transversal a adoptar será $\mu = 0,2$. Para simplificar se podrá usar también $\mu = 0$.

15.1.3. Determinación de las solicitaciones características originadas por coacción

La influencia de la contracción por secado (retracción), variación de temperatura, descenso de apoyos, etc. se contemplará de acuerdo con lo siguiente:

- a) Si la suma de las solicitaciones se modifica esencialmente en sentido desfavorable, será obligatoria su consideración.
- b) Si la suma de las solicitaciones es modificada favorablemente se permitirá su consideración.

En el primer caso podrá no tenerse en cuenta la disminución de la rigidez por la fisuración (estado II). En el segundo caso será obligatoria la consideración de la disminución de la rigidez por fisuración (estado II) (consultar el Cuaderno 240 mencionado en el artículo 1.2.4.). Se permite tener en cuenta en las solicitaciones por coacción el efecto favorable de la fluencia lenta del hormigón.

Se podrá prescindir en general del cálculo de las influencias de la fluencia lenta, la contracción por secado y la variación de la temperatura, en las construcciones que hayan sido subdivididas adecuadamente mediante juntas de dilatación (ver el artículo 7.9.).

15.2. LUCES DE CALCULO

En los casos en los que la luz de la viga l no está inequívocamente fijada por el tipo de apoyos (por ejemplo: apoyos articulados fijos o apoyos móviles) valdrán las siguientes reglas:

- a) En el caso de la hipótesis de viga simplemente apoyada, se tomará como luz de cálculo la distancia entre los tercios internos de la superficie de apoyo (baricentro de las tensiones de apoyo supuestas distribuidas triangularmente).

Si la superficie de apoyo es muy grande, se podrá tomar, como luz de cálculo, la luz libre incrementada en un 5%. De ambos será determinante el valor menor.

- b) En el caso de empotramiento se tomará como luz de cálculo la distancia entre centros de apoyos o la luz libre incrementada en un 5%. Es determinante el menor de los dos valores.
- c) Para estructuras continuas se tomará la distancia entre centros de apoyos, columnas o vigas de apoyo.

Sobre requerimientos mínimos referentes a la profundidad de los apoyos y longitudes de anclaje, ver los artículos 18.7.4., 18.7.5., 20.1.2. y 21.1.1..

15.3. ANCHO COLABORANTE DE LAS VIGAS PLACA

El ancho colaborante de las vigas placa, se determinará de acuerdo con la teoría de la elasticidad. El Cuaderno 240 (ver el artículo 1.2.4.), contiene indicaciones simplificadas.

15.4. MOMENTOS FLEXORES

15.4.1. Momentos flexores en vigas y losas armadas en una dirección

15.4.1.1. Generalidades

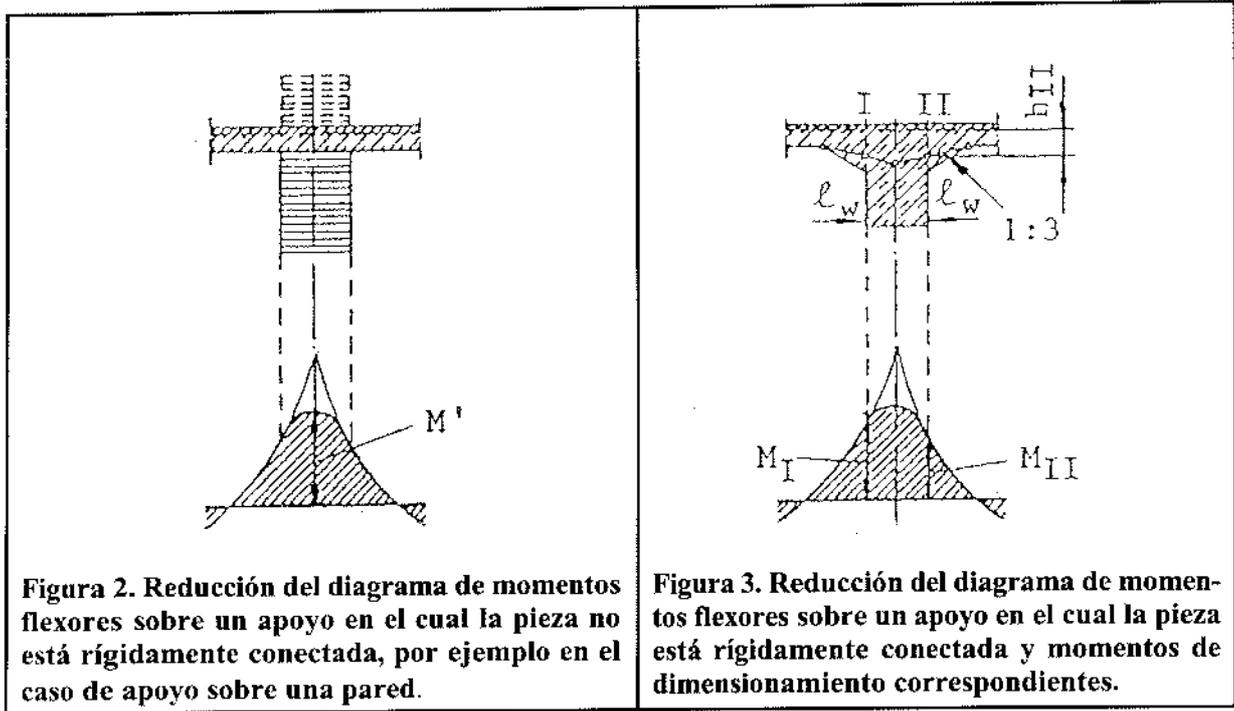
En general se podrán calcular las losas y vigas continuas como apoyadas sobre vínculos sin restricción al giro. Las losas entre vigas metálicas o vigas premoldeadas, sólo se podrán considerar como continuas, cuando el plano superior de la losa esté por lo menos a 4 cm sobre el borde superior de la viga y además se prolongue por sobre la viga la armadura necesaria para absorber los momentos flexores originados por la discontinuidad.

15.4.1.2. Momentos en las secciones de apoyo

Cuando han sido supuestos en el cálculo apoyos sin restricción al giro, se podrá redondear el diagrama de momentos sobre los apoyos en forma parabólica, según las Figuras 2 y 3.

Si existen refuerzos (cartelas) la altura útil de éstos no podrá tomarse mayor que la que corresponde a una pendiente 1:3 de las cartelas (ver la Figura 3)

En el caso de losas y vigas de construcciones corrientes, vinculadas a sus apoyos con rigidez flexional, es suficiente determinar el máximo momento en el borde del apoyo, según la Figura 3.



En el caso de carga uniformemente distribuida y si se prescinde de un análisis más exacto (por ejemplo: la consideración del empotramiento elástico en el apoyo), se tomará para dicho momento como valor mínimo:

■ en el primer apoyo interno del tramo estructural $M = q \frac{l_w^2}{10}$ (9)

■ en los demás apoyos internos $M = q \frac{l_w^2}{12}$ (10)

siendo:

l_w la luz libre.

Para otro tipo de carga se procederá análogamente.

15.4.1.3. Momentos positivos en los tramos

Si se prescinde de un análisis más exacto (por ejemplo: la consideración del empotramiento elástico en los apoyos) los valores mínimos positivos a considerar serán los correspondientes a la hipótesis de doble empotramiento y, en el caso de tramos extremos, el correspondiente a empotramiento unilateral en el primer apoyo interno.

15.4.1.4. Momentos negativos en los tramos

Cuando se trata de estructuras continuas con restricción de giro en los apoyos, calculadas sin tener en cuenta el impedimento del giro ocasionado por aquellos, los momentos negativos en el tramo originados por las sobrecargas, podrán afectarse con el siguiente factor:

- 0,50 en el caso de losas continuas macizas o nervuradas.
- 0,70 en el caso de vigas continuas

15.4.1.5. Consideración del empotramiento de borde

En el cálculo del momento positivo en el tramo extremo sólo se tendrá en cuenta un empotramiento parcial en el apoyo extremo si puede ser asegurado por disposiciones constructivas y verificado mediante el cálculo (ver el artículo 15.4.2.). La rigidez a torsión de las vigas sólo puede considerarse si es tomada correspondientemente a la realidad (ver el Cuaderno 240, mencionado en el artículo 1.2.4.), y en estado II cuando corresponda. Caso contrario, se despreciará la rigidez a torsión y se procederá según el artículo 15.5., último párrafo.

15.4.2. Momentos flexores en estructuras aporticadas

En estructuras de edificios se podrán despreciar, en general, los momentos flexores originados bajo cargas verticales en columnas interiores unidas rígidamente a vigas y losas de hormigón armado, siempre que todas las fuerzas horizontales, bajo cargas de servicio, sean absorbidas por tabiques de arriostramiento.

Las columnas de borde, en cambio, se tendrán que verificar siempre como pies de pórticos unidos rígidamente con losas, vigas o vigas placa. Cuando el efecto de pórtico en las columnas de borde no se determina con mayor exactitud, los momentos de las esquinas pueden determinarse con la ayuda de procedimientos aproximados indicados en el Cuaderno 240 (ver el artículo 1.2.4). Para tabiques de hormigón armado unidos con losas de hormigón armado, se procederá en forma análoga.

15.5. TORSION

La verificación de la absorción de los momentos torsores en elementos estructurales (vigas, vigas placa, etc) sólo será necesaria si se la requiere para el equilibrio. Se podrá prescindir de la rigidez a torsión de los elementos estructurales en la determinación de las solicitaciones características.

Si se tiene en cuenta la rigidez a torsión, se deberá considerar la mayor disminución de la rigidez a torsión en relación a la rigidez a flexión, cuando se pasa del estado I al estado II, fisurado. Sin embargo si se prescinde de la rigidez a torsión, se tendrá que contemplar, mediante armadura constructiva, la existencia de tales momentos torsores y su introducción en las estructuras de apoyo.

15.6. ESFUERZOS DE CORTE

En el caso de edificios, los esfuerzos de corte determinantes para el cálculo de las tensiones de corte y de adherencia pueden tomarse simplificadaamente; se tomarán del estado de carga correspondiente a una carga total en todos los tramos, teniendo en cuenta la continuidad y empotramientos, cuando corresponda. Si las luces no son iguales, sólo se podrá hacer esta simplificación (carga total) cuando la relación de luces de tramos vecinos no sea menor que 0,7.

En los tramos con importantes reducciones de sección (aberturas, o apreciable variación de altura), se tendrá en cuenta para la determinación del esfuerzo de corte en la zona debilitada, la carga parcial más desfavorable.

15.7. REACCIONES DE APOYO

Las reacciones de apoyo que vigas y vigas placa, losas y losas nervuradas transmiten a otros elementos estructurales, en general se podrán determinar prescindiendo de la continuidad, en la hipótesis que las estructuras están libremente apoyadas en todos los apoyos interiores.

Será obligatorio tener en cuenta el efecto de la continuidad en la determinación de las reacciones en el primer apoyo interno. También es obligatorio hacerlo en todos los apoyos internos cuando la relación entre luces de tramos adyacentes sea menor que 0,7.

Para losas armadas en dos direcciones, rige el artículo 20.1.5..

15.8. RIGIDEZ Y ESTABILIDAD DEL CONJUNTO

15.8.1. Hipótesis generales

Se deberá cuidar especialmente la rigidez espacial y la estabilidad de las estructuras. Se deberán evitar, en lo posible, las estructuras en las que la falla o agotamiento de un elemento origine el colapso de una serie de otros elementos estructurales (por ejemplo: vigas Gerber con articulaciones en tramos sucesivos).

Si en una estructura no es evidente que estén aseguradas la rigidez y la estabilidad, será necesaria una verificación numérica de la estabilidad de los elementos arriostrantes horizontales y verticales. En estos cálculos se deberán tener en cuenta las imperfecciones constructivas (tolerancias en las medidas) y las excentricidades no previstas, según el artículo 15.8.2..

Si los elementos arriostrantes son de gran flexibilidad, en la determinación de las solicitaciones se deberán tener en cuenta, adicionalmente, las deformaciones. De esta última verificación se podrá prescindir cuando, por ejemplo, los elementos arriostrantes verticales estén formados por tabiques o cajas de escaleras y éstos satisfagan la expresión adimensional (11).

$$\alpha = h \sqrt{\frac{N}{E_b \cdot I}} \quad (11) \quad \begin{array}{ll} \alpha \leq 0,6 & \text{para } n \geq 4 \\ \alpha \leq 0,2 + 0,1 n & \text{para } 1 \leq n \leq 4 \end{array}$$

siendo:

- h la altura del edificio sobre el nivel de empotramiento de los elementos arriostrantes verticales;
- $E_b \cdot I$ la suma de las rigideces a la flexión de todos los elementos arriostrantes verticales en estado I, de acuerdo con la teoría de la elasticidad (para E_b ver Tabla 16.1., artículo 16.2.2.);
- N la suma de todas las cargas verticales del edificio;
- n el número de pisos.

Esta expresión fue deducida en función de las siguientes hipótesis ideales:

- 1) Los elementos arriostrantes están distribuidos en la planta de tal forma que el centro de gravedad **G** y el centro de esfuerzo cortante **C** coincidan en un mismo punto de la sección de la planta (secciones simétricas respecto de los dos ejes).
- 2) La sección del elemento individual de arriostramiento es constante a lo largo de todo el edificio y de pared delgada en el sentido del alabeo por torsión.
- 3) Las cargas verticales son iguales en todos los pisos y están aplicadas en forma simétrica.
- 4) La resultante de las cargas verticales incide en el centro de gravedad de la sección arriostrante completa.
- 5) La altura de todos los pisos es constante.
- 6) Las losas son rígidas en su plano.

Además se admite que las estructuras arriostrantes verticales permanecen en estado I (no fisurado).

Si no se cumple la hipótesis 1) habrá que calcular adicionalmente la torsión.

Si se tienen en cuenta para el arriostramiento tabiques de mampostería, se los debe incluir con sus módulos de elasticidad.

Además se los debe calcular como tabiques portantes. Deberán ser dimensionados para todas las cargas que sobre ellos actúan. (Ver el anexo a este artículo).

15.8.2. Imperfecciones constructivas y excentricidades no previstas de las cargas verticales

15.8.2.1. Hipótesis de proyecto

Previendo defectos de ejecución (discrepancia de medidas) y para considerar excentricidades no previstas, se deberá tener en cuenta en el cálculo una desviación respecto de la vertical de los ejes baricéntricos de todas las columnas y paredes. Este estado de carga "*desviación vertical*" deberá tomarse con carga total.

Para la verificación de los elementos arriostrantes horizontales se procederá según el artículo 15.8.2.2. Para la verificación de los elementos arriostrantes verticales se procederá según el artículo 15.8.2.3. No se hallan incluidas en esta verificación las desviaciones respecto de la vertical debidas a asentamientos diferenciales y giros de las fundaciones y deberán considerarse por separado si son de importancia.

15.8.2.2. Elementos horizontales de arriostramiento

En edificios de varios pisos, las losas de piso deben dimensionarse para absorber las fuerzas horizontales en su plano. En estado de carga "*desviación vertical*" se considerará, para los elementos arriostrantes horizontales, como una inclinación ϕ_1 de todas las columnas y paredes que deben ser arriostradas, en los pisos inmediato superior e inferior al elemento arriostrante horizontal considerado. Se deberá prever la inclinación ϕ_1 en la posición más desfavorable y con el valor dado por la ecuación (12), (ver la Figura 4).

$$\phi_1 = \pm \frac{1}{200 \sqrt{h_1}} \quad (12)$$

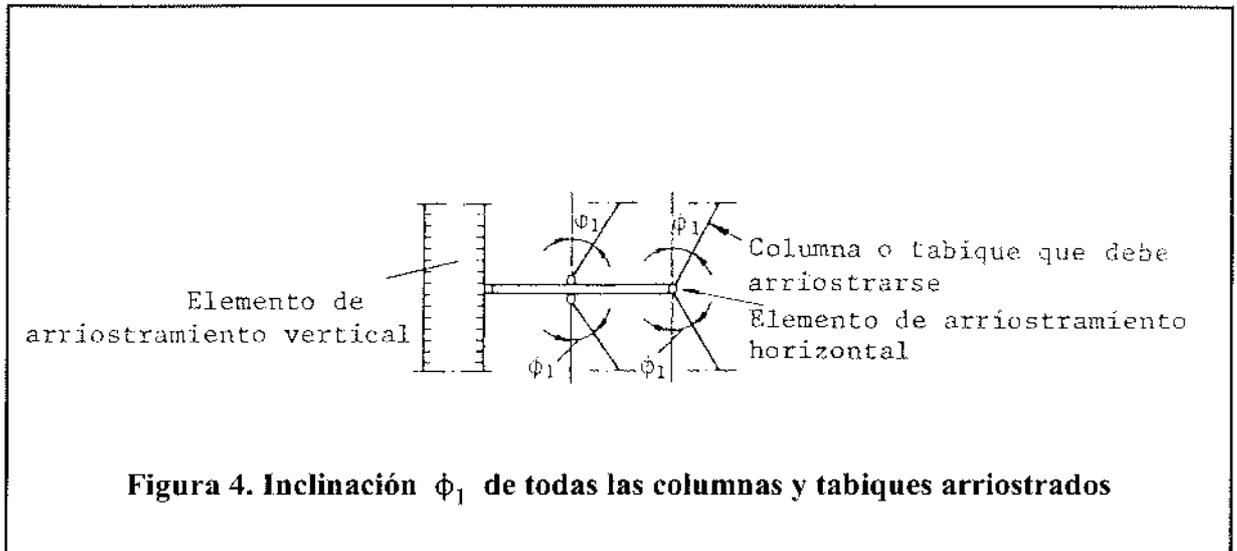
siendo:

ϕ_1 el ángulo en radianes entre la vertical y los ejes de columnas y tabiques a arriostrar;

h_1 el promedio, en metros, de la altura de los pisos superior e inferior al elemento horizontal de arriostramiento.

La introducción de los esfuerzos horizontales que surgen de la ecuación (12) en los elementos de

arriostramiento verticales, debe verificarse solamente en los puntos de unión de ambos elementos de arriostramiento.



15.8.2.3. Elementos verticales de arriostramiento

En los elementos de arriostramiento verticales (por ejemplo: cajas de escalera o tabiques) se formará el estado de carga "desviación vertical" mediante una inclinación ϕ_2 de todos los elementos verticales, tanto arriostrantes como arriostrados. Se deberá prever la inclinación ϕ_2 en la posición más desfavorable y con el valor dado por la ecuación (13) (ver la Figura 5).

$$\phi_2 = \pm \frac{1}{100 \sqrt{h}} \quad (13)$$

siendo:

- ϕ_2 el ángulo en radianes entre la vertical y los ejes de los elementos verticales arriostrantes y arriostrados;
- h la altura del edificio, en metros, sobre el nivel de empotramiento de los elementos verticales de arriostramiento.

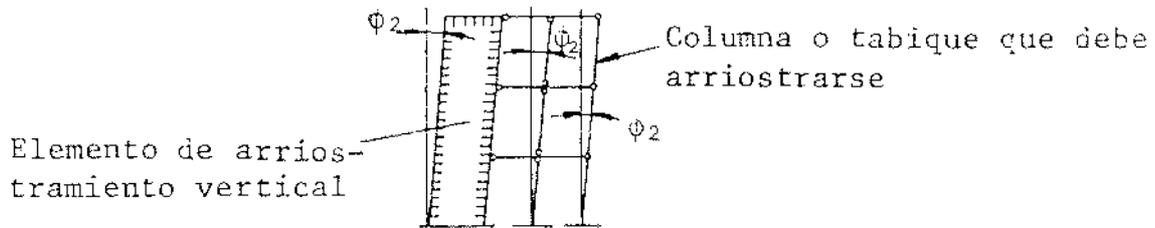


Figura 5. Inclinación ϕ_2 de todos los componentes verticales de arriostramiento y a ser arriostrados

ANEXOS AL CAPITULO 15

INDICE

15.8.1. HIPOTESIS GENERALES SOBRE RIGIDEZ Y ESTABILIDAD DEL CONJUNTO	A.15-1
---	--------

ANEXOS AL CAPITULO 15

15.8.1. HIPOTESIS GENERALES SOBRE RIGIDEZ Y ESTABILIDAD DEL CONJUNTO

La expresión (11) del artículo 15.8.1. se refiere a tabiques arriostrantes, paredes, cajas de ascensores, y supone que permanecen en estado I.

En el caso de variación de la rigidez a lo largo del elemento arriostrante vertical conviene utilizar una rigidez equivalente.

Si eventualmente se quiere incluir la rigidez de un pórtico, se podrá utilizar una rigidez a flexión ideal igualando la flecha del pórtico en el último piso con la de una ménsula de momento de inercia ideal, sujeta al mismo estado de cargas que el pórtico múltiple.

Para la determinación de la flecha de pórtico, habrá que tener en cuenta la rigidez disminuida del mismo al pasar a estado fisurado. Además deben existir siempre como elementos arriostrantes verticales primordiales, estructuras en forma de tabiques (muros, cajas de ascensores, etc.).

La expresión (11) supone que los momentos de 2º orden resultantes son menores que 1,1 veces los momentos de 1º orden.

Nota: Ver la Conferencia del Prof. Dr. Ing. König; "Proyecto y Cálculo de Edificios Altos de Hormigón Armado", publicada por el CIRSOC en el año 1981, donde se cita abundante bibliografía adicional.

CAPITULO 17 - DIMENSIONAMIENTO

17.1. PRINCIPIOS GENERALES

17.1.1. Margen de seguridad

El dimensionamiento debe garantizar:

- 1) Un margen de seguridad suficiente entre las cargas de servicio y las cargas de rotura.
- 2) Un adecuado funcionamiento de la estructura bajo las cargas de servicio.

Para flexión simple, flexión compuesta y esfuerzo axial el dimensionamiento debe efectuarse según el artículo 17.2., teniendo en cuenta la variación no lineal entre tensiones y deformaciones. La seguridad se considera suficiente cuando las sollicitaciones que teóricamente puede absorber la sección en estado de agotamiento o límite (ver el artículo 17.2.1) sean por lo menos iguales a las sollicitaciones originadas por las cargas de servicio, multiplicadas por el coeficiente de seguridad γ indicado en el artículo 17.2.2. Los valores del momento flexor y del esfuerzo axial que resulten de la combinación más desfavorable, se deben multiplicar por el coeficiente de seguridad γ (ver el anexo a este artículo).

Para el dimensionamiento a corte y torsión, el margen de seguridad se obtiene limitando las tensiones bajo cargas de servicio (ver el artículo 17.5.).

Las tensiones indicadas en la Tabla 17.1. permiten obtener una seguridad mínima de $\gamma = 1,75$.

17.1.2. Campo de validez

Las directivas de cálculo que se indican en los artículos siguientes corresponden en general a la teoría de barras y valen para vigas con $\ell_o / h \geq 2$ y para voladizos con $\ell_k / h \geq 1$:

siendo:

- ℓ_o la distancia entre puntos de momento nulo;
- ℓ_k la luz del voladizo;
- h la distancia entre el baricentro de la armadura traccionada y el borde comprimido de la sección de hormigón.

Para vigas de gran altura ver el Capítulo 23.

17.1.3. Comportamiento bajo las cargas de servicio

Se debe verificar el comportamiento adecuado de la sección bajo cargas de servicio, de acuerdo con las directivas dadas en los artículos 17.6. a 17.8., que se refieren a la fisuración, a la limitación de las deformaciones y a la limitación de las tensiones del acero bajo cargas móviles. Al respecto pueden determinarse las tensiones bajo cargas de servicio, admitiendo un comportamiento elástico lineal del acero y del hormigón, y la hipótesis de que las deformaciones son proporcionales a sus distancias al eje neutro. Tanto para la determinación de las características estáticas de las secciones, como para el cálculo de las tensiones puede aceptarse, en todos los casos, que la relación entre los módulos de elasticidad del acero y del hormigón es $n = 10$.

La tensión del acero puede determinarse aproximadamente según la ecuación (14) usando para z los valores correspondientes al cálculo según el artículo 17.2.1. y para M_s , el momento con relación a la armadura traccionada.

$$\sigma_s = \frac{1}{A_s} \cdot \left(\frac{M_s}{z} + N \right) \quad (14)$$

siendo:

- σ_s la tensión del acero;
- A_s la sección de armadura traccionada;
- M_s el momento referido al baricentro de la armadura traccionada;
- z el brazo elástico de los esfuerzos internos;
- N el esfuerzo axial (con signo negativo cuando es de compresión).

17.2. DIMENSIONAMIENTO PARA FLEXION SIMPLE Y COMPUESTA Y PARA SOLICITACION AXIL

17.2.1. Principios para la determinación de los esfuerzos de rotura

Las directivas que siguen rigen para estructuras sometidas a flexión simple, flexión compuesta y esfuerzo axial, pudiendo admitirse que las deformaciones específicas de las distintas fibras de la sección son proporcionales a sus distancias al eje neutro (ver el artículo 17.1.2.).

Los diagramas $\sigma - \epsilon$ del acero y del hormigón que se admiten para el dimensionamiento según el artículo 17.1.1. se indican en las Figuras 7 y 8. Para mallas soldadas constituidas por alambres lisos, la tensión de fluencia a introducir en el cálculo no puede ser mayor que $\beta_s = 420 \text{ MPa}$ ($4\,200 \text{ kgf/cm}^2$).

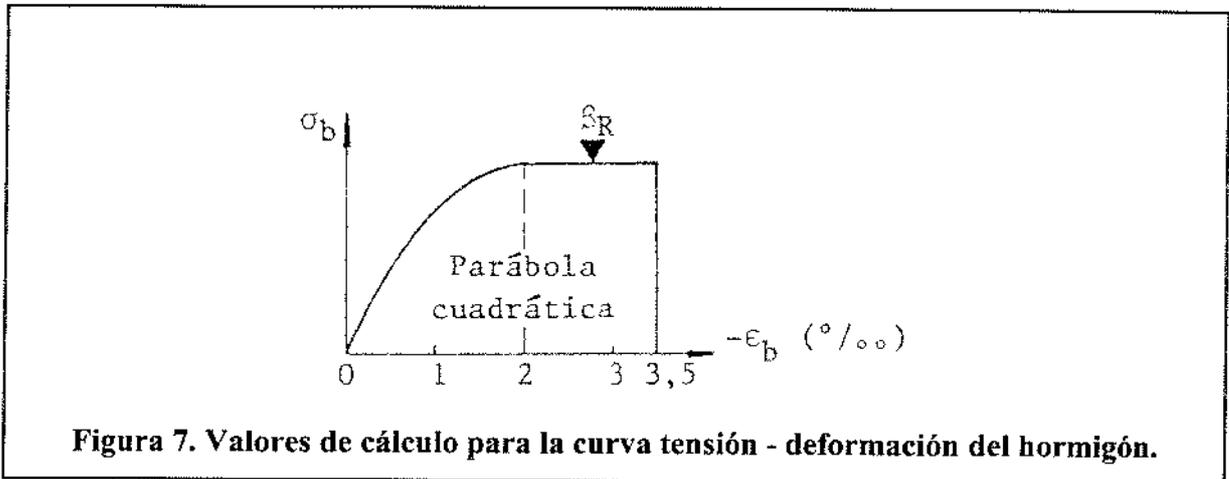


Tabla 17.1. Valores de cálculo β_R de la resistencia del hormigón en MPa (*)

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Resistencias características del hormigón f'_{ck} (ver Tabla 3.1)	4	8	13	17	21	30	38	47
2	Valores de cálculo β_R (ver anexo a este artículo)	3,5	7,0	10,5	14	17,5	23	27	30
(*) 1 MPa - 10 kgf/cm ²									

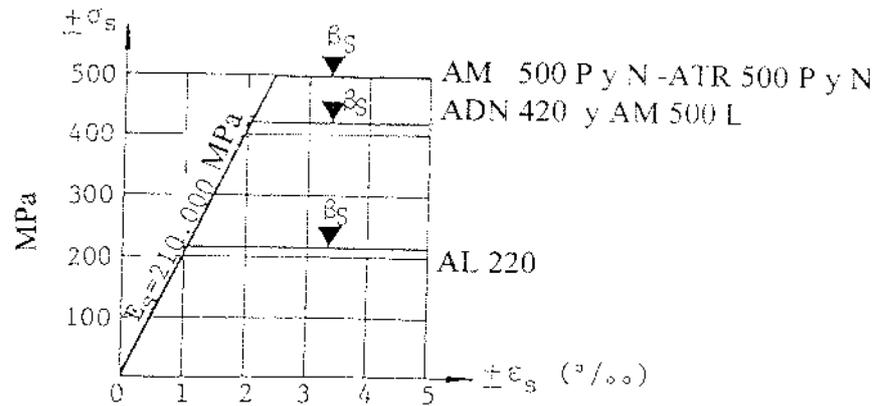
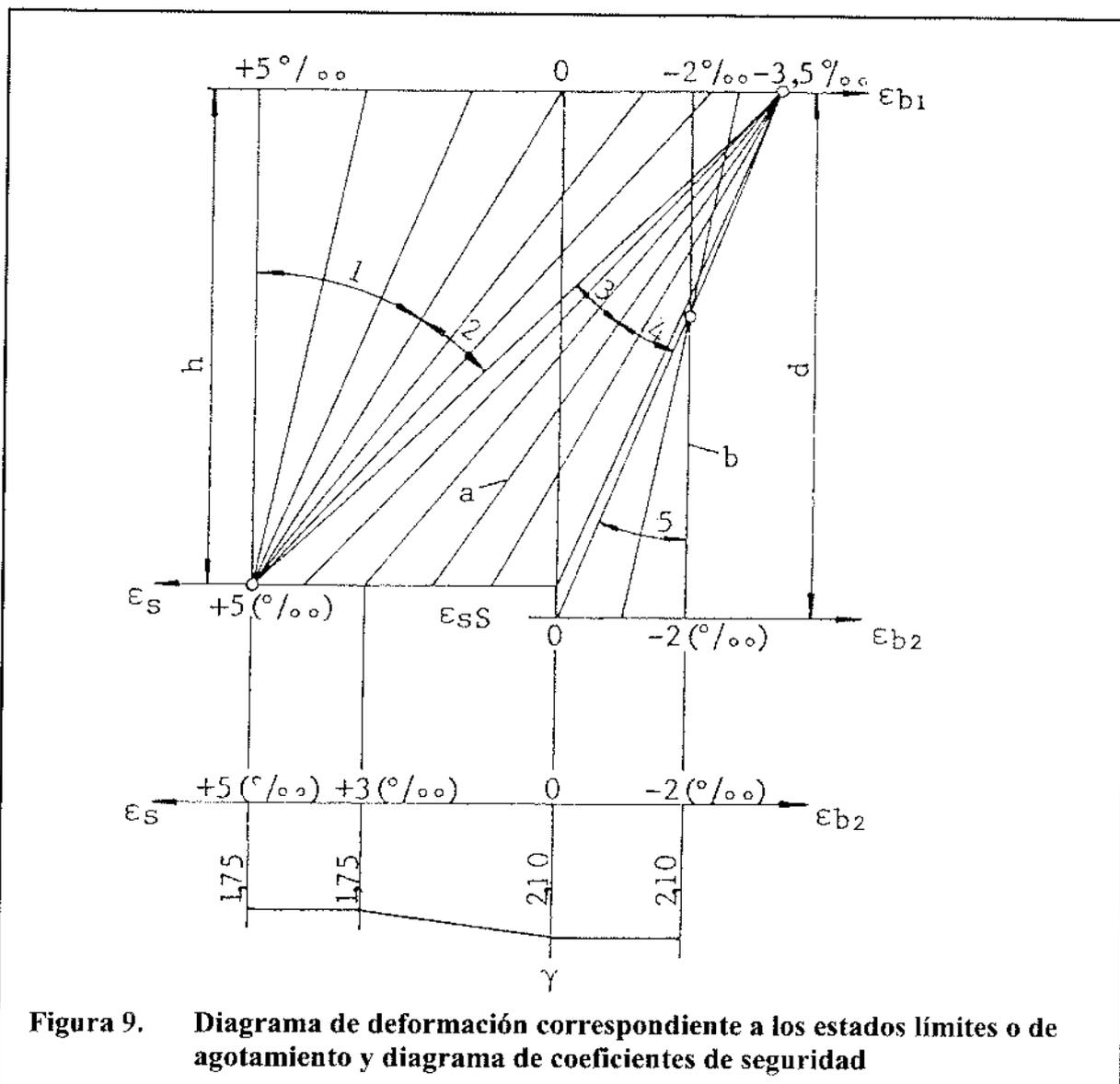


Figura 8. Valores de cálculo para las curvas tensión - deformación de los aceros para hormigón.

El diagrama de deformaciones de la Figura 9 indica en cada caso el estado límite o de agotamiento. Estas bases de dimensionamiento son de aplicación para cualquier forma de sección transversal. Para facilitar el dimensionamiento también puede usarse para el hormigón, el diagrama σ - ϵ de la Figura 6 del artículo 16.3. o la distribución rectangular de tensiones que se indica en el Cuaderno 220 (ver el artículo 1.2.4.) y en el anexo a este artículo.



- Zona 1:** tracción céntrica y con pequeña excentricidad.
- Zona 2:** flexión simple o compuesta hasta el agotamiento de la resistencia del hormigón ($|\epsilon_{b1}| \leq 3,5\%$) y con el aprovechamiento de la tensión de fluencia en el acero ($\epsilon_s > \epsilon_{sS}$).
- Zona 3:** flexión simple o compuesta con el aprovechamiento de la resistencia del hormigón y de la tensión de fluencia en el acero.
Línea a: Traza del plano límite correspondiente a la tensión de fluencia en el acero ($\epsilon_s = \epsilon_{sS}$).

Zona 4: flexión compuesta sin llegar al límite de fluencia del acero ($\epsilon_s < \epsilon_{ss}$) y con agotamiento de la resistencia del hormigón.

Zona 5: compresión céntrica y flexocompresión con pequeña excentricidad. En esta zona es ($\epsilon_{b1} = - 3,5\% - 0,75 \epsilon_{b2}$); por lo tanto para compresión céntrica (*línea b*) ($\epsilon_{b1} = \epsilon_{b2} = - 2\%$).

No se debe considerar la colaboración del hormigón a tracción.

Como armadura de una misma sección pueden considerarse indistintamente todos los tipos de acero indicados en la Tabla 4.6 con los valores de resistencia allí fijados y con los correspondientes diagramas σ - ϵ según la Figura 8.

En los elementos constructivos con altura $h < 10 \text{ cm}$ se deben aumentar las solicitaciones (M,N) para el dimensionamiento, en la relación

$$15/(h + 5) \quad (h \text{ expresada en cm})$$

En el caso de elementos planos portantes ejecutados en fábrica (por ejemplo losas y tabiques), destinados a construcciones de menor importancia, de una sola planta (por ejemplo galpones) los esfuerzos característicos (M,N) no necesitan ser aumentados.

En el Cuaderno 220 (ver el artículo 1.2.4.) se incluyen elementos auxiliares para el dimensionamiento, que se basan en los principios anteriores.

17.2.2. Coeficiente de seguridad

Los coeficientes de seguridad para hormigón armado en el caso de las solicitaciones originadas por cargas son:

$$\gamma = 1,75 \quad \text{para agotamiento de la sección con preaviso;}$$

$$\gamma = 2,10 \quad \text{para agotamiento de la sección sin preaviso.}$$

Las solicitaciones originadas por coacción se pueden considerar en el cálculo, con un coeficiente de seguridad menor, $\gamma = 1$ (ver, sin embargo, el artículo 17.6.1.).

El criterio a tener en cuenta para el agotamiento con preaviso es la fisuración originada por la deformación de la armadura traccionada. Se puede considerar agotamiento con preaviso cuando la deformación específica de cálculo de la armadura, según la Figura 9, es $\epsilon_s = \geq 3\text{‰}$. Agotamiento sin preaviso se considera cuando $\epsilon_s = \leq 0\text{‰}$. Entre ambos valores el coeficiente de seguridad puede interpolarse linealmente (ver la Figura 9).

Con respecto al coeficiente de seguridad para el hormigón simple, ver el artículo 17.9. . En el proyecto de estructuras resistentes de hormigón en las que se considere necesario una mejor evaluación del coeficiente de seguridad, se procederá a su dimensionamiento según la **Recomendación CIRSOC 106 "Dimensionamiento del coeficiente de seguridad"**, y en ningún caso se podrá adoptar un valor inferior a los establecidos en el presente artículo.

17.2.3. Valores máximos de la armadura longitudinal

La armadura de acero en una sección, aún en la zona de empalmes por yuxtaposición, no puede sobrepasar el 9% de A_b , y, para el hormigón H-13, no más del 5% de A_b . En todos los casos la armadura resultante debe permitir la perfecta colocación y compactación del hormigón. En la determinación de la carga de agotamiento, la sección de armadura de compresión A'_s puede considerarse, como máximo, con un valor igual al de la sección de armadura del lado traccionado o menos comprimido A_s . En la zona con flexión predominante, la armadura comprimida no debe superar en lo posible el 1% de A_b .

Con respecto a la armadura mínima a colocar en diversos elementos estructurales, ver el anexo a este artículo y los Capítulos 18 a 25.

17.3. DIRECTIVAS ADICIONALES PARA EL DIMENSIONAMIENTO A COMPRESION

17.3.1. Generalidades

Mientras no se indique lo contrario, para el dimensionamiento a compresión rigen el artículo 17.4. y el Capítulo 25.

17.3.2. Elementos comprimidos zunchados

Se consideran elementos zunchados a aquellos elementos comprimidos cuya armadura longitudinal está abrazada por una armadura en forma de hélice circular que produce la formación de un estado triaxial de tensiones favorables. La hélice debe prolongarse hacia los elementos constructivos vecinos. Sólo se puede prescindir de éste si el incremento de capacidad portante correspondiente al zuncho se halla asegurado por otras disposiciones, y si además dichos elementos constructivos están suficientemente asegurados para absorber los esfuerzos transversales o de hendimiento.

El incremento de la capacidad portante de los elementos zunchados dado por la ecuación (15)

sólo puede considerarse cuando se cumplan las tres condiciones siguientes:

- 1) Hormigón H-21 o de resistencia mayor ($f'_{ck} \geq 21 \text{ MPa}$ (210 kgf/cm²)).
- 2) Esbeltez del elemento $\lambda \leq 50$ (λ correspondiente a la sección total).
- 3) Excentricidad $e \leq d_k/8$.

Se deben tener en cuenta los momentos adicionales de 2º orden, los que pueden calcularse aproximadamente, con las directivas del artículo 17.4.3..

Mientras los elementos comprimidos zunchados puedan ser considerados como columnas internas comprimidas céntricamente (ver el artículo 15.4.2.), puede prescindirse de la verificación de la seguridad a pandeo, si están empotrados en ambos extremos y $h_s/d \leq 5$.

siendo:

h_s la altura de piso;

d el diámetro de la columna zunchada.

El incremento de la carga de rotura de un elemento zunchado ΔN_u , con respecto a la carga de rotura N_w , calculada según los artículos 17.1. y 17.2., de un elemento simplemente estriado de iguales dimensiones exteriores, se determina mediante la ecuación (15).

$$\Delta N_u < \left[v \cdot A_w \cdot \beta_{Sw} - (A_b - A_k) \cdot \beta_R \right] \cdot \left(1 - \frac{8M}{N \cdot d_k} \right) \geq 0 \quad (15)$$

donde para cada clase de hormigón:

Clase de hormigón		H-21	H-30	H-38	H-47
v	$\lambda \leq 10$	1,6	1,7	1,8	1,9
	$20 \leq \lambda \leq 50$	0,8	0,85	0,9	0,95

Para esbelteces $10 < \lambda < 20$ los valores de v deben interpolarse linealmente.

Además el valor $A_w \cdot \beta_{sw}$ debe cumplir la ecuación (16).

$$A_w \cdot \beta_{sw} \leq \delta \left[(2,3 A_b - 1,4 A_k) \cdot \beta_R + A_s \cdot \beta_S \right] \quad (16)$$

donde para cada clase de hormigón:

Clase de hormigón	H-21	H-30	H-38	H-47
δ	0,42	0,39	0,37	0,36

siendo, en las ecuaciones (15) y (16):

$$A_w = \pi \cdot d_k \cdot A_{sw} / S_w;$$

d_k el diámetro del núcleo = diámetro del eje de la hélice;

A_{sw} el área de la sección transversal de la barra de la hélice;

s_w el paso de la hélice;

β_{sw} el límite de fluencia del acero de la hélice;

A_b el área total de la sección transversal de la pieza comprimida;

A_k el área de la sección del núcleo = $\pi d_k^2 / 4$;

v ver el anexo a este artículo;

δ ver el anexo a este artículo;

A_s el área total de la sección transversal de la armadura longitudinal;

M, N el momento flexor y el esfuerzo axial bajo la carga de servicio, respectivamente;

β_R se tomará de la Tabla 17.1. del artículo 17.2.1.;

β_S se tomará de la Figura 8 del artículo 17.2.1. para $\epsilon_s = 2\%$

17.3.3. Tensiones admisibles de compresión bajo cargas localizadas

Cuando se aplica una carga de compresión F sólo a la sección parcial A_1 (superficie de contacto) de la sección total, se permiten en ella las tensiones σ_1 según la ecuación (17). Las tensiones de hendimiento originadas por debajo de A_1 deben absorberse, (por ejemplo, mediante una armadura adecuada).

$$\sigma_1 = \frac{\beta_R}{2,1} \sqrt{\frac{A}{A_1}} \leq 1,4 \beta_R \quad (17)$$

La superficie de repartición A prevista en el cálculo para la absorción de la fuerza F , debe cumplir los siguientes requisitos (ver la Figura 10):

- La altura disponible para la distribución de la carga en la dirección de la carga F , debe cumplir con las condiciones indicadas en la Figura 10.
- En la dirección de la carga deben coincidir los baricentros de la superficie de reparación A y de la superficie de contacto A_1 .
- Las dimensiones de la superficie de repartición A pueden tener en cada dirección, a lo sumo, el triple del valor de las dimensiones correspondientes de la superficie de contacto A_1 .
- Si sobre la sección de hormigón actúan varias cargas de compresión F , las superficies de distribución teóricas no deben superponerse dentro de la altura h .

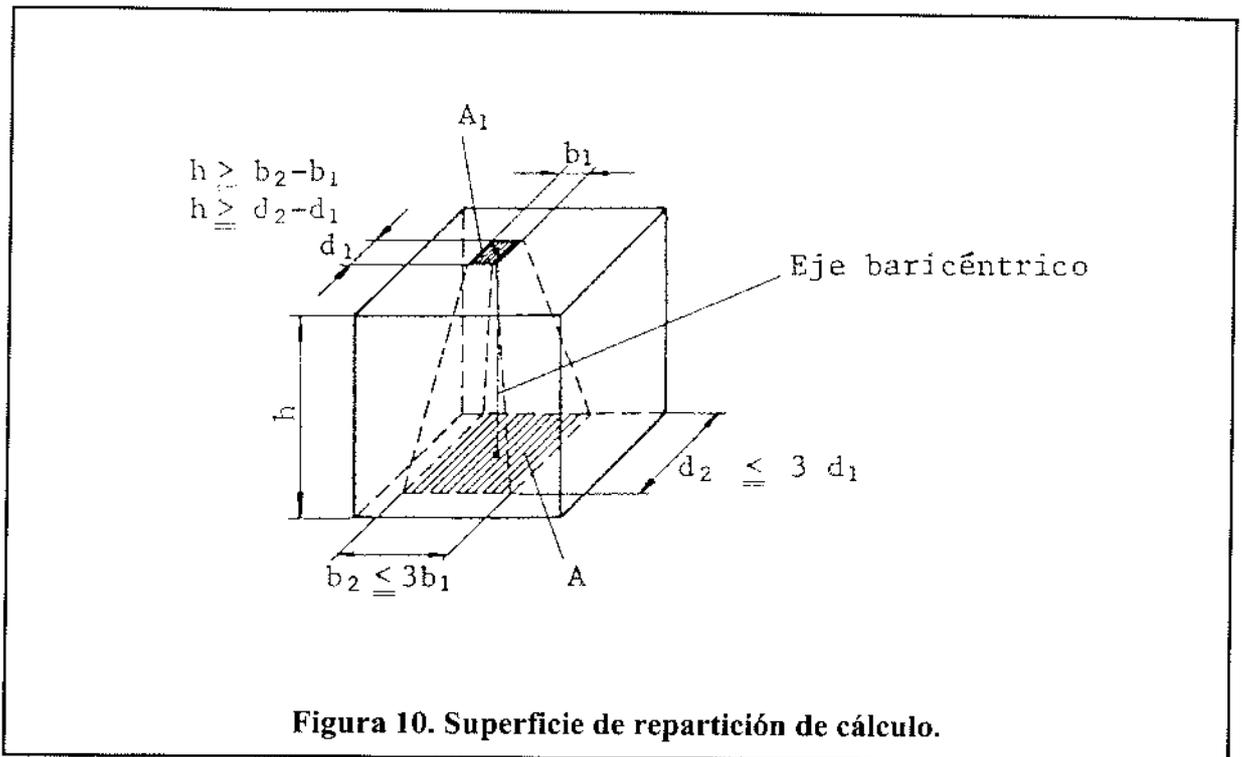


Figura 10. Superficie de repartición de cálculo.

17.3.4. Tensiones admisibles de compresión en las juntas de mortero

En las juntas de mortero de poco espesor (para las uniones de elementos premoldeados y elementos de relleno), ejecutadas con mortero de cemento, y una relación:

$$\frac{b}{d} \geq 7$$

siendo:

b el ancho mínimo portante;

d el espesor de la junta.

las tensiones de compresión pueden calcularse de acuerdo con la ecuación (17).

Para ello se debe reemplazar;

A_1 por el área de la sección de la junta de mortero;

- A por el área de la sección menor de los elementos concurrentes;
- β_R por la tensión de cálculo del hormigón de los elementos concurrentes según la Tabla 17.1.

Si la tensión de compresión en la junta de mortero sobrepasa el valor $\beta_R/2,1$ del hormigón de los elementos concurrentes, se deberá verificar la absorción de los esfuerzos de hendimiento en dichos elementos concurrentes (por ejemplo: mediante armadura).

Para juntas de mayor espesor ($b/d < 7$) rigen las directivas dadas en el artículo 17.2..

17.4. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD A PANDEO

17.4.1. Disposiciones generales

Como complemento del cálculo de las solicitaciones en el sistema no deformado, de acuerdo con el artículo 17.2., se debe realizar para los elementos sometidos a compresión o flexocompresión una verificación de la capacidad portante teniendo en cuenta la deformación de la barra, (verificación de la seguridad a pandeo según la teoría de 2° orden).

Para elementos comprimidos de mediana esbeltez ($20 < \lambda \leq 70$) esta verificación se puede hacer también, aproximadamente, siguiendo las directivas del artículo 17.4.3. Para elementos comprimidos de gran esbeltez ($\lambda > 70$), esta verificación debe realizarse de acuerdo con el artículo 17.4.4.. No se admiten esbelteces $\lambda > 200$. Si un elemento puede pandear en dos direcciones, se debe observar el artículo 17.4.8. Para el pandeo de elementos de hormigón simple se aplica el artículo 17.9..

Se puede prescindir de la verificación a pandeo:

- para una esbeltez $\lambda \leq 70$, si la excentricidad relativa de la carga es $e/d \geq 3,50$.
- para una esbeltez $\lambda > 70$, si la excentricidad relativa es $e/d \geq 3,50 \cdot \frac{\lambda}{70}$

También se puede prescindir de la verificación a pandeo, en el caso de las columnas interiores que pueden considerarse céntricamente cargadas (ver el artículo 15.4.2.) y empotradas en ambos extremos, cuando su esbeltez sea $\lambda \leq 45$.

En este caso se debe tomar para el cálculo como longitud de pandeo s_K , la altura del piso. El Cuaderno 220 (ver el artículo 1.2.4.) contiene indicaciones más precisas.

17.4.2. Determinación de la longitud de pandeo

En general, se adopta como longitud de pandeo de elementos comprimidos de eje recto y curvilíneo, la distancia entre puntos de inflexión de la deformada correspondiente a la configuración de pandeo. La longitud de pandeo se puede determinar como la longitud de la columna biarticulada con igual carga crítica (método de la columna de Euler equivalente) por procedimiento de la teoría de la elasticidad, teniendo en cuenta los desplazamientos y rotaciones de los extremos vinculados (ver el Cuaderno 220 mencionado en el artículo 1.2.4.) la determinación de las longitudes de pandeo para los casos que más frecuentemente aparecen en la práctica).

Los elementos comprimidos de estructuras suficientemente arriostradas pueden considerarse como elementos con extremos no desplazables. Se puede considerar una estructura como suficientemente arriostrada, sin verificación especial, si se cumplen las condiciones de la ecuación (11) del artículo 15.8.1..

17.4.3. Elementos comprimidos de hormigón armado de mediana esbeltez

Para elementos comprimidos de hormigón armado de sección transversal constante y de esbeltez $\lambda = s_K / l \leq 70$, puede determinarse aproximadamente la influencia de la excentricidad no prevista y de la deformación de la pieza, mediante un dimensionamiento en el tercio central de la longitud de pandeo, teniendo en cuenta una excentricidad adicional f , dada por las ecuaciones (18), (19) ó (20). Para f se deben adoptar los siguientes valores:

$$\text{si } 0 \leq e/d < 0,30 \quad f = d \frac{\lambda - 20}{100} \cdot \sqrt{0,10 + e/d} \geq 0 \quad (18)$$

$$\text{si } 0,30 \leq e/d < 2,50 \quad f = d \frac{\lambda - 20}{160} \geq 0 \quad (19)$$

$$\text{si } 2,50 \leq e/d \leq 3,50 \quad f = d \frac{\lambda - 20}{160} \cdot (3,50 - e/d) \geq 0 \quad (20)$$

siendo:

$\lambda = s_K / l > 20$ la esbeltez;

s_K la longitud de pandeo;

$i = \sqrt{I_b/A_b}$	el radio de giro en la dirección de pandeo, referido a la sección de hormigón;
I_b	el momento de inercia de la sección de hormigón;
A_b	el área de la sección transversal de hormigón;
$e = \left \frac{M}{N} \right $	la máxima excentricidad prevista, bajo cargas de servicio, en el tercio central de la longitud de pandeo;
d	la dimensión de la sección transversal en la dirección de pandeo.

En sistemas desplazables los extremos de las piezas se encuentran en el tercio central de la longitud de pandeo. Por lo tanto se hará la verificación a pandeo mediante un dimensionamiento en los extremos de la pieza, teniendo en cuenta la excentricidad adicional **f**.

El Cuaderno 220 (ver el artículo 1.2.4.) proporciona procedimientos de análisis simplificados.

17.4.4. Elementos comprimidos de hormigón armado de gran esbeltez

La seguridad a pandeo de elementos comprimidos de hormigón armado de esbeltez $\lambda = s_K/i > 70$ se considera satisfactoria si se verifica que es posible una configuración de equilibrio estable, bajo las cargas de servicio dispuestas en la ubicación más desfavorable y multiplicadas por el coeficiente de seguridad $\gamma = 1,75$, teniendo en cuenta la deformación de la pieza (teoría de 2° orden). Además deben cumplirse las condiciones exigidas en los artículos 17.2.1. y 17.2.2. para las solicitaciones bajo cargas de servicio en el sistema de base para el cálculo de la deformación de 2° orden.

Para el cálculo de las solicitaciones en el sistema deformado, necesarias para la verificación a pandeo, rigen las siguientes hipótesis:

- Se usarán los diagramas σ - ϵ para acero y hormigón dados en el artículo 17.2.1.. En forma simplificada puede usarse para el hormigón el diagrama σ - ϵ de la Figura 6.

No puede considerarse la colaboración del hormigón a tracción.

- Adicionalmente a la excentricidad prevista, se debe suponer una excentricidad (o una curvatura de la pieza) no prevista, según el artículo 17.4.6. actuando en el sentido más desfavorable. Cuando corresponda se considerarán las deformaciones por fluencia lenta según el artículo 17.4.7. Se puede prescindir en general de las deformaciones debidas a la influencia de la temperatura y de la retracción.
- Puede prescindirse de la limitación de tensiones del acero para cargas no predominantemente estáticas, exigida en el artículo 17.8.

En el Cuaderno 220 (ver el artículo 1.2.4.) se indican métodos aproximados para verificar la seguridad a pandeo y elementos auxiliares de cálculo para llevar a cabo análisis más exactos.

17.4.5. Elementos que aseguran el empotramiento

Si para la verificación a pandeo de una pieza se ha supuesto el empotramiento de los extremos de ésta en elementos contiguos (por ejemplo una columna empotrada en la viga de un pórtico) se deben verificar, en el caso de estructuras desplazables, también los elementos que materializan el empotramiento, teniendo en cuenta las sollicitaciones adicionales. Esto rige especialmente si la estabilidad del elemento comprimido depende de un solo elemento empotrante (por ejemplo base de un pilar).

En las estructuras indesplazables o estructuras suficientemente arriostradas de construcciones corrientes, se puede prescindir de la verificación numérica de la absorción de estas sollicitaciones adicionales en los elementos arriostrados contiguos.

17.4.6. Excentricidades no previstas

Las excentricidades no previstas y las desviaciones constructivas inevitables deben tenerse en cuenta mediante la admisión de una deformación adicional afín a la configuración de pandeo del elemento comprimido en estudio, con un valor máximo que en el punto de máxima deformación debe ser igual a:

$$e_v = s_K / 300 \quad (21)$$

siendo:

s_K la longitud de pandeo de la pieza.

Esta deformación se puede considerar en forma simplificada mediante un desarrollo lineal por tramos del eje de la barra, o mediante una excentricidad adicional de las cargas.

La excentricidad no prevista puede reducirse, previa justificación y aprobación en cada caso particular, en las estructuras especiales (por ejemplo, pilares de puentes y torres para antenas) con una altura total de más de 50 m, y una ubicación claramente definida del punto de aplicación de las cargas, siempre que en su ejecución se eviten las desviaciones respecto del proyecto mediante recaudos especiales, como por ejemplo la plomada óptica.

17.4.7. Consideración de la fluencia lenta

En general, las deformaciones por fluencia lenta sólo se deben tener en cuenta cuando la esbeltez del elemento comprimido, en sistemas no desplazables, es $\lambda > 70$, y en sistemas desplazables, $\lambda > 45$, y cuando simultáneamente la excentricidad prevista de la carga es de $e/d < 2$.

Las deformaciones por fluencia lenta deben determinarse para las cargas permanentes que actúan en el estado de servicio (eventualmente también las sobrecargas de larga duración) y partiendo de las deformaciones y excentricidades permanentes, incluyendo las excentricidades no previstas de acuerdo con la ecuación (21).

En el Cuaderno 220 (ver el artículo 1.2.4.) se dan instrucciones para evaluar el efecto de la fluencia lenta.

17.4.8. Pandeo en dos direcciones

Si un elemento puede pandear en dos direcciones "y" y "z", (ejes principales de inercia), la verificación de la seguridad a pandeo puede realizarse por separado para cada una de las direcciones, siempre que las configuraciones de pandeo que correspondan a cada una de las direcciones no se superpongan en los tercios centrales. En el caso de secciones rectangulares, se puede efectuar la verificación a pandeo por separado para cada una de las direcciones principales de inercia, aún en el caso en que se superpongan los tercios centrales de las configuraciones de pandeo, siempre que:

$$\frac{|e_y / b|}{|e_z / d|} \leq 0,2$$

Las excentricidades e_y y e_z deben referirse al lado correspondiente a su dirección, (e_y / b es la excentricidad relativa menor).

En cada una de las dos verificaciones pueden considerarse en el cálculo todas las barras de la armadura, teniendo en cuenta el brazo interno que le corresponda en cada caso.

Cuando las configuraciones de pandeo se superpongan en el tercio central, la verificación a pandeo debe efectuarse para flexocompresión oblicua, pudiendo en general suponerse una configuración de pandeo libre de torsión.

La excentricidad no prevista e_y según la ecuación (21) está ubicada en el plano del par definido por el esfuerzo axil y se determinará en función de la mayor longitud de pandeo. Adicionalmente debe comprobarse si una verificación a pandeo a lo largo de un solo eje y en la dirección del lado menor no requiere eventualmente una sección de armadura mayor.

El Cuaderno 220 (ver el artículo 1.2.4.) da un procedimiento aproximado.

17.4.9. Verificación del sistema en conjunto

Para sistemas aporticados se puede efectuar la verificación a pandeo en forma distinta a la indicada en el artículo 17.4.2., analizando el sistema en conjunto, bajo cargas de servicio multiplicadas por 1,75 de acuerdo con la teoría de 2° orden. En este caso se deben considerar las desviaciones del sistema en conjunto, o deformaciones adicionales de acuerdo con el artículo 17.4.6.. Las rigideces a flexión adoptadas para las distintas barras en el cálculo, deben corresponder adecuadamente a las secciones existentes y al estado de sollicitación obtenido.

17.5. DIMENSIONAMIENTO PARA ESFUERZOS DE CORTE Y TORSION

17.5.1. Principio general

La armadura de corte debe calcularse sin considerar la resistencia a la tracción del hormigón (ver también el artículo 17.1.1.).

17.5.2. Esfuerzo de corte determinante

En general, es determinante para el cálculo el máximo esfuerzo de corte en el borde del apoyo, calculado según las directivas del artículo 15.6.. En el caso en que la reacción de apoyo es introducida en el borde inferior de la viga mediante tensiones de compresión (apoyo directo), puede procederse como sigue: para la determinación de las tensiones de corte y para el dimensionamiento de la armadura puede usarse la sollicitación de corte correspondiente a la sección distante $0,5 h$ del borde de apoyo (ver la Figura 11). La parte del esfuerzo de corte correspondiente a una carga concentrada F , ubicada a una distancia $a \leq 2h$ del centro de apoyo, puede reducirse en la relación $a/2h$ (ver el anexo a este artículo). Se admite una variación lineal del esfuerzo de corte desde los valores máximos citados, hasta cero en el centro teórico del apoyo.

La influencia de cambios de sección (cartelas, aberturas) sobre las tensiones de corte debe ser considerada si es desfavorable, y puede o no considerarse si es favorable.

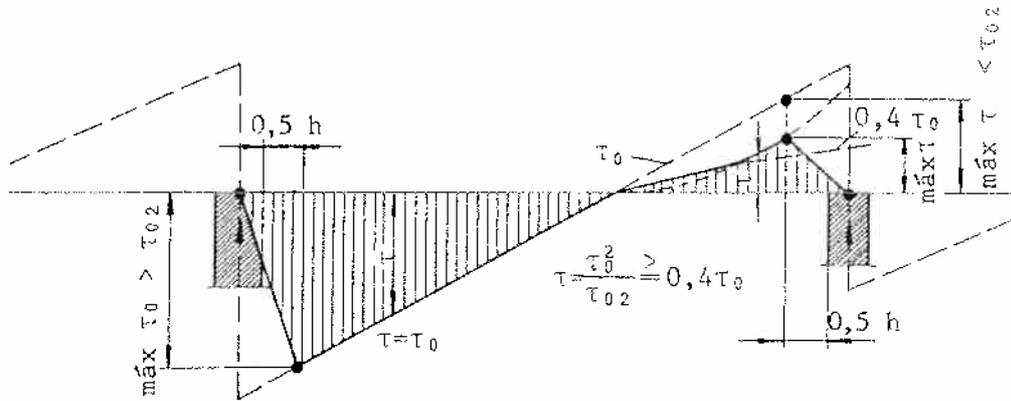


Figura 11. Valores básicos τ_0 y valores de dimensionamiento τ para el caso de apoyos directos.

17.5.3. Valores básicos de la tensión de corte

El valor básico de la tensión de corte no debe superar los valores límites dados en la Tabla 17.2.

Para elementos estructurales solicitados a flexión rígida como valor básico τ_0 la tensión de corte a la altura del eje neutro en estado II. Si el ancho de la sección disminuye en la zona traccionada, el valor básico puede ser mayor en dicha zona y, por lo tanto, determinante. Esto vale también para flexión compuesta, mientras el eje neutro sea interior a la sección.

En las zonas de los elementos estructurales que presentan tensiones de compresión longitudinales en toda la sección (flexocompresión con eje neutro fuera de la sección), puede usarse como valor básico τ_0 , la magnitud de la máxima tensión principal de tracción, en estado I.

Para flexotracción con eje neutro fuera de la sección, puede prescindirse de la verificación de la armadura de corte, siempre que la tensión principal de tracción, determinada según el estado I, no supere los valores de los renglones 1-a, 1-b ó 3 de la Tabla 17.2.. Como valor máximo admisible rígida, sin embargo, el valor τ_0 correspondiente al esfuerzo de corte solo y calculado en estado II; esta tensión no debe ser mayor que los valores del renglón 4. El dimensionamiento de la armadura de corte debe hacerse también con el valor básico τ_0 correspondiente al esfuerzo de corte solo, sin que se pueda considerar la disminución de la armadura permitida para la Zona 2 (ver el artículo 17.5.5.).

Tabla 17.2. Límites de los valores básicos de la tensión de corte τ_0 en MPa (*) bajo carga de servicio.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
		Tensión de corte máx τ_0	Valores límites de la tensión de corte τ_0 para las clases de hormigón:							Verificación de la armadura de corte	Armadura de corte
			H - 13	H - 17	H - 21	H - 30	H - 38	H - 47			
1a	1 ^{b)}		0,25	0,30	0,35	0,40	0,50	0,55	No es necesaria (No obstante ver el artículo 17.5.5)	Ninguna	
1b		τ_{011}	0,35	0,45	0,50	0,60	0,70	0,80			
2	2	τ_{02}	1,20	1,50	1,80	2,40	2,70	3,00	Necesaria	Se permite una armadura de corte reducida de acuerdo con la ecuación (25)	
3	1	τ_{012}	0,50	0,65	0,75	1,00	1,10	1,25	No es necesaria	(ver el artículo 17.5.5)	
4	2	τ_{02}	1,20	1,50	1,80	2,40	2,70	3,00	Necesaria	Se permite una armadura de corte reducida de acuerdo con la ecuación (25)	
5	3	τ_{03}	2,00	2,50	3,00	4,00	4,50	5,00	Necesaria	Armadura de corte total	
sólo para d ó $d_0 \geq 45$ cm y si se utiliza acero nervurado.											
^{b)} Los valores del renglón 1-a valen para armadura escalonada, es decir, parcialmente anclada en la zona traccionada.											
(*) 1 MPa = 10 kgf/cm ²											

17.5.4. Criterios para el dimensionamiento de la armadura de corte

La armadura de corte debe dimensionarse para los esfuerzos de tracción actuantes en las barras de un reticulado ideal bajo cargas de servicio. La armadura de corte debe distribuirse de acuerdo con el diagrama de tensiones de corte (ver la Figura 11), teniendo en cuenta las indicaciones del artículo 18.8..

Las inclinaciones que pueden admitirse en las barras traccionadas del reticulado ideal respecto del eje de la viga son:

- a) para barras inclinadas: entre 45° y 60°
- b) para estribos: entre 45° y 90°

En el caso de flexotracción la inclinación de las barras puede adaptarse a la menor inclinación de la dirección de las tensiones principales de tracción.

La inclinación de las diagonales comprimidas del reticulado ideal debe tomarse en general igual a 45° (armadura de corte total). Teniendo en cuenta las consideraciones del artículo 17.5.5. se puede admitir en las Zonas 1 y 2 una menor inclinación de las diagonales comprimidas (armadura de corte minorada, de acuerdo con la ecuación (25)), pero solamente en el caso de cargas predominantemente estáticas.

La tensión admisible del acero puede tomarse igual a $f_y/1,75$, pero sin exceder **240 MPa** (2 400 kgf/cm²). Los estribos (ver el artículo 18.8.2.) y los suplementos para el corte (ver el artículo 18.8.4.) realizados con una tensión admisible del acero de **286 MPa** (2 860 kgf/cm²). En lo referente a las tensiones del acero para el caso de cargas no predominantemente estáticas ver el artículo 17.8. y respecto a la disposición de la armadura ver el artículo 18.8..

Para el dimensionamiento de la armadura de corte de elementos de hormigón armado con bloques de vidrio ver el artículo 20.3., para losas nervuradas, el artículo 21.2.2.2., para losas con apoyos puntuales, el artículo 22.5. y para vigas de gran altura el artículo 23.3..

17.5.5. Reglas para el dimensionamiento de la armadura de corte

Las vigas rectangulares anchas ($b > 5d$) se pueden tratar como losas.

En el caso de introducción indirecta de las cargas o de apoyo indirecto, se debe prever siempre una armadura de suspensión de acuerdo con los artículos 18.10.2. y 18.10.3..

De acuerdo con la magnitud del máx τ_0 (ver la Tabla 17.2.) rigen las siguientes directivas para el cálculo de la armadura de corte, además de las indicadas en el artículo 18.8.:

Zona 1:

$$\text{máx } \tau_0 \leq \tau_{011} \quad \text{para losas}$$

$$\text{máx } \tau_0 \leq \tau_{012} \quad \text{para vigas}$$

En las losas se puede prescindir de la armadura de corte si el valor básico $\tau_0 < k_1 \cdot \tau_{011}$, donde k_1 viene dado por la siguiente expresión:

$$k_1 = \frac{0,2}{d} + 0,33 \quad (22)$$

$$1 \geq k_1 \geq 0,5$$

siendo:

d el espesor de la losa en metros.

Para losas con carga permanente, uniformemente distribuida y total (por ejemplo: relleno de tierra, reacción del suelo, presión hidrostática o cargas similares) y sin cargas concentradas importantes, se puede sustituir el coeficiente k_1 por k_2 , siendo:

$$k_2 = \frac{0,12}{d} + 0,6 \quad (23)$$

$$1 \geq k_2 \geq 0,7$$

En vigas (con excepción de dinteles de puertas y ventanas con $l \leq 2 \text{ m}$) y en vigas placa y losas nervuradas (ver excepción en el artículo 21.2.2.2.) se debe disponer siempre una armadura de corte, que se determinará según la ecuación (24) con el valor de dimensionamiento τ .

$$\tau = 0,4 \tau_0 \quad (24)$$

La proporción de estribos que corresponde a dicha armadura de corte, se regirá por el artículo 18.8.2.2..

Zona 2:

$$\tau_{011} < \mathbf{m\acute{a}x} \tau_0 \leq \tau_{02} \quad \text{para losas}$$

$$\tau_{012} < \mathbf{m\acute{a}x} \tau_0 \leq \tau_{02} \quad \text{para vigas}$$

El valor básico τ_0 puede minorarse en todas las secciones al valor de dimensionamiento τ , de acuerdo con la ecuación (25). (τ es la tensión de cálculo para la armadura de corte minorada).

$$\tau = \frac{\tau_0^2 \text{ existente}}{\tau_{02}} \geq 0,4 \tau_0 \quad (25)$$

Zona 3:

$$\tau_{02} < \mathbf{m\acute{a}x} \tau_0 \leq \tau_{03}$$

Si el valor básico τ_0 se encuentra entre τ_{02} y τ_{03} , se debe usar para el dimensionamiento en toda la zona del diagrama de corte de igual signo, el valor básico τ_0 (tensión de cálculo para la armadura de corte total).

17.5.6. Dimensionamiento para torsión

La necesidad o no de realizar la verificación a torsión se indica en el artículo 15.5.. El valor básico τ_T debe determinarse en base a las características de las secciones correspondientes al estado I, sin incluir la armadura y bajo las sollicitaciones originadas por las cargas de servicio.

Los valores básicos de τ_T no deben sobrepasar los valores τ_{02} de la Tabla 17.2., renglón 4; no se permite la minoración de acuerdo con la ecuación (25).

La verificación de la armadura de torsión es necesaria sólo cuando los valores básicos τ_T superan al valor $0,25 \tau_{02}$ del renglón 2 o del renglón 4 de la Tabla 17.2..

La armadura de torsión debe dimensionarse para los esfuerzos de tracción principales inclinados, correspondientes a un reticulado espacial ideal, con barras comprimidas a 45° de inclinación.

La línea media del cajón reticulado espacial ideal pasa por los centros de las barras longitudinales de la armadura de torsión (barras de esquinas).

17.5.7. Dimensionamiento para corte y torsión

Si existen simultáneamente solicitaciones de corte y torsión se deberá verificar que cada uno de los valores básicos τ_o y τ_T , independientemente, no supere los valores máximos dados en los artículos 17.5.3. y 17.5.6. La suma de estos valores no debe superar el valor de τ_{o2} de la Tabla 17.2., renglón 4, multiplicado por 1,30. Cuando la suma ($\tau_o + \tau_T$) supere los valores de la Tabla 17.2., renglón 3 se debe dimensionar la armadura por separado, para los valores τ_o de acuerdo con el artículo 17.5.5. y para τ_T de acuerdo con el artículo 17.5.6..

Los valores así determinados para las armaduras deben sumarse.

17.6. LIMITACION DE LA FISURACION BAJO CARGAS DE SERVICIO

17.6.1. Disposiciones generales

Para garantizar la durabilidad y el buen comportamiento de las estructuras de hormigón armado en función del servicio a que están destinadas, se debe limitar la fisuración mediante una adecuada elección de cuantía, diámetro y tensión de la armadura (ver las Tablas 3.3. y 12.1.).

La verificación de la fisuración de acuerdo con el artículo 17.6.2., es obligatoria en los siguientes casos:

- a) en tensores;
- b) en elementos con cargas no predominantemente estáticas;
- c) en el caso de solicitaciones importantes por coacción, cuando se ha tomado en el dimensionamiento un coeficiente de seguridad menor que el de las solicitaciones originadas por las cargas, según el artículo 17.2.2.;
- d) cuando se usan mallas con alambres lisos.

Bajo cargas predominantemente estáticas es necesaria, o no, la verificación de la fisuración, teniendo en cuenta la clasificación de los elementos constructivos según el ambiente (Tabla 3.3.), de acuerdo con lo que sigue:

- | | |
|-------------------------------|---------------------------|
| ■ Tipo de exposición 3, 4 y 5 | verificación necesaria |
| ■ Tipo de exposición 2 | verificación recomendada |
| ■ Tipo de exposición 1 | verificación no necesaria |

Para construcciones corrientes (ver el artículo 2.8.1.) la verificación no es necesaria en los siguientes casos:

- a) Para losas macizas sometidas a flexión, de espesor $d \leq 16$ cm.
- b) Para vigas placa con la placa en la zona traccionada y el eje neutro en el alma, cuando la relación del ancho colaborante b_m al espesor del nervio b_o sea mayor que tres.

$$b_m / b_o > 3,0$$

Tabla 17.3. Diámetro límite, en milímetros, para la verificación de la fisuración

	1	2		3		4	
1	Elementos constructivos expuestos a los tipos de exposición indicados en la Tabla 3.3.	1		2		3, 4 y 5	
	Ancho de fisura que puede esperarse (ver también el anexo a este artículo)	normal		pequeño		muy pequeño	
		a ¹⁾	b ¹⁾	a ¹⁾	b ¹⁾	a ¹⁾	b ¹⁾
2	Acero liso en barras AL 220 (I)	28	28	28	25	28	18
	Acero nervurado en barras ADN 420 (III DN)	28	16	20	12	14	8
4	Malla soldada de acero AM 500 L (IV ML) liso AM 500 P (IV MP) perfilado	12	8,5	10	5	6	4
	AM 500 N (IV MP) nervurado	12	12	12	7,5	8,5	5
5	Alambre de acero ATR 500 P (IV AP) perfilado	12	8,5	10	5	6	4
	ATR 500 N (IV AN) nervurado	12	12	12	7,5	8,5	5
¹⁾ Los valores de las columnas a valen para $\sigma_{sd} = 0,7 \cdot \beta_s / 1,75$, los de las columnas b para $\sigma_{sd} = \beta_s / 1,75$; sin embargo, para mallas de acero de alambres lisos AM 500 L se ha adoptado $\beta_s = 420$ MPa (4 200 kgf/cm ²) (ver el artículo 17.2.1.). Con relación a σ_{sd} ver las explicaciones de la ecuación (26). 1 MPa = 10 kg f/cm ²							

17.6.2. Verificación de la limitación de las aberturas de fisuración

En general, la verificación es necesaria sólo en las zonas donde la tensión del acero es máxima.

La verificación de la limitación de las aberturas de fisuración se considera satisfecha cuando se cumple una de las tres condiciones siguientes:

- a) $\mu_z \leq 0,3\%$
(cuando toda la sección está solicitada a tracción rige $\mu_z \leq 0,15\%$ para cada cordón traccionado);
- b) $d_s \leq$ diámetro límite indicado en la Tabla 17.3.;
- c) $d_s \leq r \cdot \frac{\mu_z}{\sigma_{sd}^2} \cdot 10^4$ (26)

siendo:

- d_s el diámetro máximo de la armadura longitudinal (en milímetros);
- r el coeficiente para caracterizar la adherencia del acero, de acuerdo con la Tabla 17.3;
- $\mu_z = 100 A_s/A_{bz}$ la cuantía de armadura, en porcentaje, referida al área de la sección traccionada A_{bz} . A_{bz} puede determinarse aproximadamente con el valor de k_x correspondiente al dimensionamiento según el artículo 17.2.1. (ver el Cuaderno 220 mencionado en el artículo 1.2.4.). Así resulta para la sección traccionada rectangular $\mu_z = \mu / (1 - k_x)$, donde $\mu = 100 \frac{A_s}{b_0 h}$.
- σ_{sd} la tensión de tracción en el acero en MPa, de acuerdo con la ecuación (14) del artículo 17.1.3. bajo la acción de las cargas que actúan permanentemente. Esta parte de la carga puede estimarse normalmente en un 70% de la carga de servicio admisible, pero no menor que la carga permanente.

En la determinación de σ_{sd} también deben tenerse en cuenta las solicitaciones por coacción que sean importantes.

En el caso de flexotracción, cuando toda la sección está solicitada a tracción, la verificación según la expresión (26) debe hacerse por separado para cada cordón de armadura. Para μ_z debe ponerse el porcentaje del cordón de armadura que se verifica, referido a la sección total.

Teniendo en cuenta los numerosos y frecuentemente aleatorios factores que influyen sobre la fisuración, las condiciones a), b) y c) sólo sirven como indicaciones para una adecuada elección de la armadura.

Tabla 17.4. Coeficiente r para tener en cuenta las propiedades de adherencia del acero.

	1	2	3	4
	Elementos constructivos expuestos a los tipos de exposición indicados en la Tabla 3.3.	1	2	3, 4 y 5
1	Ancho de fisura que puede esperarse	normal	pequeño	muy pequeño
2	Barras lisas como armadura individual y mallas soldadas constituidas por alambres lisos (L)	60	40	25
3	Mallas soldadas constituidas por alambres perfilados y alambres perfilados como armadura individual (P)	80	60	35
4	Barras nervuradas y alambres nervurados como armadura individual, y mallas soldadas constituidas por alambres nervurados (N)	120	80	50

17.6.3. Reducción de la fisuración

En el caso que se quieran elementos prácticamente no fisurados, como en paredes de depósitos de líquidos, además de las verificaciones del artículo 17.6.2. se debe efectuar una verificación en estado I. Para tal fin se debe verificar que la tensión de comparación σ_v calculada mediante la ecuación (27), bajo las cargas de servicio y en estado I, no sea mayor que:

$$0,50 \sqrt[3]{f'_{ck}{}^2} \quad \text{expresada en MPa}$$

y en caso de que los requerimientos de estanqueidad sean particularmente severos:

$$0,40 \sqrt[3]{f'_{ck}{}^2} \quad \text{expresada en MPa}$$

con f'_{ck} de acuerdo con la Tabla 3.1..

Si existen sollicitaciones de importancia por coacción y por tensiones propias, deben tenerse en cuenta para la determinación de σ_M y de σ_N :

$$\sigma_V = \eta (\sigma_N + \sigma_M) \quad (27)$$

siendo:

- σ_N la tensión debida a las fuerzas axiales (negativa, si la tensión es de compresión);
- σ_M la tensión debida a los momentos flexores (siempre se introducirá el valor con signo positivo);
- η un coeficiente que es función del espesor ideal $d_i = d \left(1 + \frac{\sigma_N}{\sigma_M} \right)$ de acuerdo con la Tabla 17.5..

Tabla 17.5. Coeficiente η para el cálculo de la tensión de comparación σ_V .

Espesor ideal del elemento d_i (en cm)	Coeficiente η
≤ 10	1,0
20	1,3
40	1,6
≥ 60	1,8

17.7. LIMITACION DE LA DEFORMACION BAJO CARGAS DE SERVICIO

17.7.1. Requerimientos generales

Si una estructura es susceptible de sufrir daños o bien de verse afectada en su funcionalidad como resultado de las deformaciones, se debe:

- a) limitar la magnitud de esas deformaciones;
- b) tomar otras medidas para evitar los inconvenientes que la deformación excesiva pueda ocasionar.

La verificación de la limitación de la deformación puede realizarse mediante una limitación de la esbeltez a flexión, según el artículo 17.7.2..

17.7.2. Verificación simplificada por limitación de la esbeltez a flexión

La esbeltez límite ℓ_1/h de elementos solicitados a flexión, construidos con suficiente contraflecha de encofrado, no puede ser mayor que 35. En los elementos constructivos que reciben la carga de tabiques, la esbeltez debe ser $\ell_1/h \leq 150/\ell_1$ (ℓ_1 y h en metros), siempre que no pueda evitarse la fisuración de los tabiques mediante otros dispositivos.

Para los elementos flexados cuya flecha se origina principalmente por la carga actuante en el tramo, se puede calcular la esbeltez con una longitud ficticia $\ell_1 = \alpha \cdot \ell$.

ℓ_1 es la luz de una viga simplemente apoyada, de momento de inercia constante, que bajo carga uniformemente distribuida tiene la misma relación entre la flecha y la luz entre apoyos (f/ℓ) y la misma curvatura en el centro del tramo (M/EI), que el elemento que se estudia. Para vigas en voladizo es determinante, para el cálculo de ℓ_1 , la flecha en el extremo libre y la curvatura en el empotramiento. Para losas apoyadas en cuatro lados es determinante la luz ficticia ℓ_1 mínima y para las losas apoyadas en tres lados, la luz ficticia paralela al borde libre.

Para los casos que se presentan más a menudo en la práctica, el coeficiente α puede tomarse del Cuaderno 240 (ver el artículo 1.2.4.).

17.7.3. Verificación numérica de las deformaciones

Para la estimación de las flechas iniciales y finales de un elemento constructivo rigen los fundamentos de cálculo de los artículos 16.2. y 16.4.. El Cuaderno 240 (ver el artículo 1.2.4.) contiene algunos métodos simplificados de cálculo.

17.8. LIMITACION DE LAS TENSIONES EN EL ACERO BAJO CARGAS DE SERVICIO NO PREDOMINANTEMENTE ESTATICAS

En el caso de carga no predominantemente estática solamente pueden emplearse tipos de acero cuya aptitud para el caso ha sido probada. Lo mismo rige para mallas soldadas.

Para el acero AL 220 (I) no existen restricciones para la amplitud de las oscilaciones de tensión que aparecen bajo cargas de servicio.

Para el acero ADN 420 (III DN) y los aceros ATR 500 P (IV AP) y ATR 500 N (IV AN) la amplitud de la oscilación no puede sobrepasar los siguientes valores bajo cargas de servicio:

- en partes rectas o de pequeña curvatura (diámetro del mandril de doblado $\geq 25 d_s$), **140 MPa** (1 400 kgf/cm²);
- en todas las barras y alambres, en las zonas de doblado y en estribos: **110 MPa** (1 100 kgf/cm²).

Para mallas de acero soldadas del tipo AM 500 P (IV MP) y AM 500 N (IV MN) el rango de variación de las tensiones en el acero podrá ser de hasta **80 MPa** (800 kgf/cm²).

Los valores indicados precedentemente son válidos si las barras, alambres y los alambres individuales constituyentes de las mallas soldadas, ensayados a la fatiga, según el método establecido en la Norma IRAM-IAS U 500 - 113, cumplen con las características de fatiga establecidas en la norma particular del producto o por convenio previo.

Como criterio simplificado de cálculo puede verificarse para el caso de flexión simple y en el caso tipo III que:

La parte ΔM del momento originada por cargas de oscilación frecuente, no debe sobrepasar el 60% del momento máximo en las barras rectas o débilmente curvadas, y el 45% en las barras dobladas. En la misma forma basta verificar para los estribos que el esfuerzo de corte ΔQ , originado por frecuentes cambios u oscilaciones de cargas, no sea mayor que el 45% del máximo esfuerzo de corte.

Análogamente para acero tipo IV MP y IV MN empleados en mallas soldadas, el valor de ΔM no debe sobrepasar el 30% del momento máximo y en mallas soldadas para estribos, ΔQ debe ser menor que el 30% de $Q_{\text{máx}}$.

En el caso de flexión compuesta es suficiente la misma verificación simplificada para la armadura traccionada, calculando ΔM con respecto al baricentro de la zona de compresión (teniendo en cuenta la armadura comprimida si corresponde).

Si las solicitaciones de la armadura son oscilantes (variando entre tracción y compresión), puede estimarse la tensión de compresión del acero en diez veces el valor de la tensión de compresión del hormigón a la altura del baricentro de la armadura. A los efectos, ésta puede calcularse admitiendo distribución lineal de tensiones según el estado I.

17.9. ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS DE HORMIGÓN SIMPLE

Para determinar la capacidad portante de los elementos comprimidos de hormigón simple deben usarse los diagramas σ - ϵ de las Figuras 7 y 8, prescindiéndose de la colaboración del hormigón a tracción. Bajo cargas de servicio, el eje neutro puede desplazarse como máximo hasta el

baricentro de la sección total. Simplificadamente puede usarse, para su determinación, una distribución lineal de tensiones.

Para la determinación de la capacidad portante se utilizan los siguientes coeficientes de seguridad:

- para hormigones de resistencia hasta la del tipo H-8, $\gamma = 3,00$
- para hormigones de resistencia correspondientes a H-13 y superiores, $\gamma = 2,50$

En el cálculo no se puede considerar una resistencia mayor que la correspondiente a un hormigón del tipo H-30.

En el Cuaderno 220 (ver el artículo 1.2.4.) se da un método aproximado para el cálculo de secciones rectangulares de hormigón simple.

Las influencias de la esbeltez y de una excentricidad no prevista sobre la capacidad portante de los elementos comprimidos de hormigón simple pueden determinarse mediante el siguiente criterio: se disminuirá la capacidad portante multiplicándola por un coeficiente κ , según la ecuación (28).

$$\kappa = 1 - \frac{\lambda}{140} \left(1 + \frac{m}{3} \right) \quad (28)$$

siendo:

- $m = e/k$ la excentricidad relativa del punto de aplicación de la carga en estado de servicio;
- $e = M/N$ la máxima excentricidad prevista de la carga de servicio en el tercio central de la longitud de pandeo;
- $k = W_d/A_b$ el radio del núcleo central, referido al borde comprimido (para secciones rectangulares $k = d/6$).

No son admisibles esbelteces $\lambda = \frac{s_k}{l} > 70$.

Para el cálculo se puede consultar también el Cuaderno 220 (ver el artículo 1.2.4.).

En elementos de hormigón simple puede admitirse una distribución de cargas hasta un ángulo de $26,5^\circ$, correspondiente a una inclinación 1:2 con respecto a la dirección de la carga.

En fundaciones de hormigón simple, en lugar de una distribución de la carga con una inclinación 1:2 con respecto a la dirección de la carga, se puede calcular con una inclinación 1:n. Los valores de n, en función del tipo de hormigón y de la presión P_s del suelo, se dan en la Tabla 17.6..

Tabla 17.6. Valores de n para la distribución de la carga.

Presión del suelo P, en kPa (*)	100	200	300	400	500
H - 4	1,6	2,0	2,0	no admisible	
H - 8	1,1	1,6	2,0	2,0	2,0
H - 13	1,0	1,3	1,6	1,8	2,0
H - 17	1,0	1,1	1,3	1,6	1,8
H - 21	1,0	1,0	1,2	1,4	1,6
H - 30	1,0	1,0	1,0	1,2	1,3

* 1 kPa = 100 kgf/m²

ANEXOS AL CAPITULO 17

INDICE

17.1.1. MARGEN DE SEGURIDAD	A.17 - 1
17.2.1. VALOR DE CALCULO DE LA RESISTENCIA A COMPRESION β_R	A.17 - 1
17.2.1. DIAGRAMA RECTANGULAR DE TENSIONES	A.17 - 1
17.2.3. ARMADURA LONGITUDINAL MINIMA	A.17 - 2
17.3.2. ELEMENTOS COMPRIMIDOS ZUNCHADOS	A.17 - 3
17.6.1. ANCHOS DE FISURA	A.17 - 3

ANEXOS AL CAPITULO 17

17.1.1. MARGEN DE SEGURIDAD

En el caso de flexocompresión con gran excentricidad cuando el momento flexor y el esfuerzo axial corresponden a acciones independientes, se recomienda verificar la combinación del momento mayorado adecuadamente y el esfuerzo axial sin mayorar. El requerimiento de armadura resulta, generalmente, algo mayor que en el caso de la mayoración de ambas sollicitaciones con el coeficiente de seguridad γ .

17.2.1. VALOR DE CALCULO DE LA RESISTENCIA A COMPRESION β_R

Bajo la acción de las cargas de larga duración, la resistencia se reduce a alrededor de 0,85 de la resistencia verificada en el ensayo de corta duración.

$$\beta_R = 0,85 f'_{ck}$$

Para $f'_{bk} \geq 30 \text{ MPa}$ (300 kgf/cm²), el factor para obtener β_R , se reduce aún más, por razones de seguridad.

17.2.1. DIAGRAMA RECTANGULAR DE TENSIONES

Para poder solucionar con mayor facilidad los casos en que la zona de compresión no es rectangular, se permite, en lugar de una distribución de tensiones de acuerdo con la Figura 7, considerar un diagrama rectangular de tensiones, según la Figura A.17.1.. Para que las diferencias con relación a un cálculo más exacto, realizado con el diagrama parabólico-rectangular sean las menores posibles, se introducen las siguientes reducciones:

- se adopta una tensión constante igual a **0,95 β_R** ;

- y la altura del diagrama de tensiones se reduce a $0,8 x$.

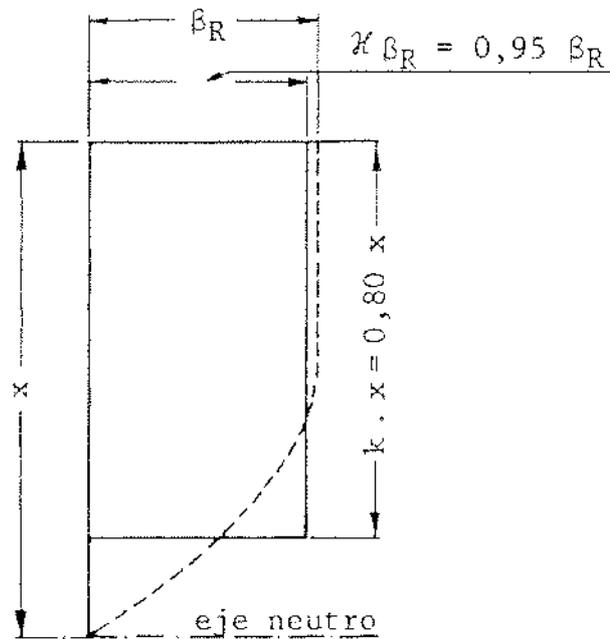


Figura A.17.1. Distribución de tensiones, como auxiliar del diagrama parabólico rectangular, para el dimensionamiento simplificado de secciones complicadas, para las cuales no hay tablas de dimensionamiento.

17.2.3. ARMADURA LONGITUDINAL MINIMA

Se recomienda como cuantía mínima para secciones rectangulares:

- para acero tipo I ($\beta_S = 220 \text{ MPa (2 200 kgf/cm}^2\text{)}) \quad \bar{\mu}_0 = \mu_0 \frac{\beta_S}{\beta_R} \quad \bar{\mu}_0 = 0,05$
- para acero tipo III ($\beta_S = 420 \text{ MPa (4 200 kgf/cm}^2\text{)}) \quad \bar{\mu}_0 = \mu_0 \frac{\beta_S}{\beta_R} \quad \bar{\mu}_0 = 0,03$

A este efecto, las vigas placa se consideran como sección rectangular de ancho igual al del nervio.

17.3.2. ELEMENTOS COMPRIMIDOS ZUNCHADOS

- El coeficiente v tiene en cuenta la influencia de la deformación transversal impedida y el aumento de resistencia triaxial por efectos del zunchado.
- El coeficiente δ se obtiene de la siguiente expresión:

$$\delta = \frac{2,1/1,25 - 1}{v}$$

siendo 1,25 el coeficiente de seguridad contra el descascaramiento.

17.5.2. ESFUERZO DE CORTE DETERMINANTE

Para obtener el valor de τ se recomienda no efectuar la reducción $a/2h$, en cambio si se la puede tener en cuenta para el dimensionamiento de la armadura de corte.

17.6.1. ANCHOS DE FISURA

Los anchos de fisura denominados normal, pequeño y muy pequeño en las Tablas 17.3. y 17.4. parten, a título orientativo, de los siguientes valores:

muy pequeño	$w_{95\%} = 0,2 \text{ mm}$
pequeño	$w_{95\%} = 0,25 \text{ mm}$
normal	$w_{95\%} = 0,3 \text{ mm}$

CAPITULO 16 - BASES PARA EL CALCULO DE LAS DEFORMACIONES

16.1. CAMPO DE APLICACION

Los artículos siguientes se utilizarán para la determinación de:

- a) las solicitaciones por coacción (ver el artículo 15.1.3.)
- b) la seguridad a pandeo (ver el artículo 17.4.)
- c) la limitación de las deformaciones (ver el artículo 17.7.)

Ellos describen el comportamiento promedio de los materiales en cuanto a su deformación. Se permiten simplificaciones que estén del lado de la seguridad (ver por ejemplo el Cuaderno 240 (artículo 1.2.4. de este Reglamento)).

16.2. DEFORMACIONES BAJO CARGAS DE SERVICIO

16.2.1. Acero

Los diagramas tensión - deformación de los aceros para hormigón se representan en la Figura 8 (ver el artículo 17.2.1.). Como módulo de elasticidad del acero E_s , se tomará **210 000 MPa** (2 100 000 kgf/cm²) (*) tanto para tracción como para compresión.

16.2.2. Hormigón

Para el cálculo de las deformaciones del hormigón bajo cargas de servicio se admitirá un módulo de elasticidad constante E_b igual para compresión y para tracción. Su valor figura en la Tabla 16.1., en función del tipo de resistencia.

Estos valores se pueden utilizar sólo para hormigones de densidad normal.

En los casos en que sea de importancia la consideración del coeficiente de dilatación transversal μ , se debe usar $\mu = 0,2$ (ver el artículo 15.1.2.).

(*) 1 MPa = 10 kgf/cm²

Tabla 16.1. Valores de cálculo del módulo de elasticidad del hormigón.

1		2	3	4	5	6	7	8
1	Tipo de resistencia	H-8	H-13	H-17	H-21	H-30	H-38	H-47
2	Módulo de Elasticidad E_p en MPa (*)	17 500	24 000	27 500	30 000	34 000	37 000	39 000

(*) 1 MPa ~ 10 kgf/cm²

16.2.3. Hormigón armado

Para el cálculo de las deformaciones de elementos de hormigón armado bajo cargas de servicio valen las bases de cálculo indicadas en los dos artículos anteriores 16.2.1. y 16.2.2.. Bajo cargas de servicio puede estimarse aproximadamente una colaboración del hormigón a tracción mediante la hipótesis de una sección de armadura traccionada incrementada en un 10%.

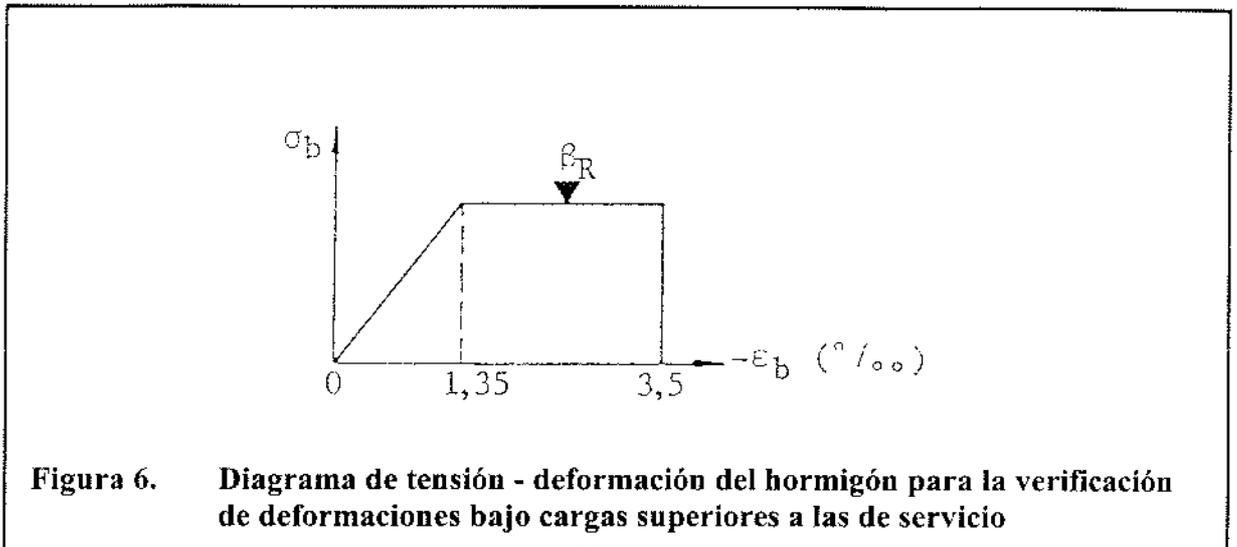
16.3. DEFORMACIONES BAJO CARGAS SUPERIORES A LAS DE SERVICIO

Para el cálculo de deformaciones del hormigón en elementos estructurales armados o sin armar, bajo cargas de corta duración pero superiores a las cargas de servicio (por ejemplo: en la verificación a pandeo según el artículo 17.4.) se podrá usar el diagrama simplificado σ - ϵ de la Figura 6 en vez del diagrama de la Figura 7 (artículo 17.2.1.).

16.4. FLUENCIA LENTA Y CONTRACCION POR SECADO DEL HORMIGON

La fluencia lenta y la contracción por secado dependen principalmente de la humedad ambiente, del contenido de cemento y agua del hormigón, así como de las dimensiones exteriores del elemento estructural. La fluencia lenta depende además del grado de endurecimiento del hormigón al aplicarse las cargas, y del tipo, magnitud y duración de la sollicitación del hormigón. Para estructuras de hormigón armado puede en general prescindirse de una verificación.

Si se desea realizar la verificación se hará de acuerdo con los artículos 26.8.3. y 26.8.4..



16.5. VARIACIONES DE TEMPERATURA

Para la verificación de las solicitaciones y deformaciones originadas por variaciones de temperatura, será suficiente, en general, admitir que la temperatura es uniforme en toda la estructura.

Las variaciones medias de temperatura en la estructura originadas por influencias climáticas se indican en la *Recomendación CIRSOC 107: "Acción térmica climática sobre las Construcciones"*.

En elementos estructurales cuyas dimensiones mínimas sean 70 cm o más, se reducirán en 1/3 los valores así obtenidos; para elementos estructurales protegidos mediante rellenos (terraplenes) o disposiciones similares, se tomará la mitad de dichos valores.

En construcciones al aire libre y en el caso de calcular las solicitaciones por coacción en el estado II, los valores obtenidos se incrementarán en 5 K.

Si se producen considerables diferencias de temperatura dentro de un elemento estructural, o en elementos estructurales rígidamente unidos entre sí, se deberá considerar su influencia.

Como coeficiente de dilatación térmica se tomará para el hormigón y para las armaduras:

$$\alpha_T = 10^{-5} \text{ K}^{-1}$$

si no se comprueba en algún caso particular, mediante ensayos, un valor distinto para el hormigón.

CAPITULO 18 - REGLAS PARA EL ARMADO

18.1. CAMPO DE VALIDEZ

Mientras no se indique lo contrario, el Capítulo 18 rige tanto en el caso de carga predominantemente estática como en el caso de carga no predominantemente estática. Las verificaciones exigidas en el presente capítulo deben ser efectuadas para las cargas de servicio. Para las zonas sísmicas rige lo dispuesto en el *Reglamento INPRES CIRSOC 103: "Normas Argentinas para las construcciones sismorresistentes"*.

Los artículos 18.2. hasta 18.10 rigen para las barras y alambres individuales y para las mallas soldadas. Para paquetes de barras debe recurrirse al artículo 18.11.. (Este Capítulo rige para diámetros $d_s \leq 28 \text{ mm}$)

18.2. SEPARACION ENTRE BARRAS

La separación libre entre barras o alambres rectos, individuales y paralelos de la armadura, fuera de una zona de empalme, debe ser como mínimo igual a 2 cm y no menor que el diámetro d_s en el caso de barras. Esto no rige en el caso de la separación entre una barra o alambre individual y una barra o alambre longitudinal de $d_s \leq 12 \text{ mm}$ soldado a una de las barras o alambres transversales (por ejemplo estribo). Los alambres dobles de mallas soldadas pueden estar en contacto.

18.3. DOBLADO DE LAS BARRAS

18.3.1. Diámetro admisible del mandril de doblado

El diámetro del mandril de doblado d_{br} para ganchos, ángulos, bucles, estribos, así como para barras y alambres doblados y otras formas de doblado, no debe ser inferior a los valores mínimos dados en la Tabla 18.1..

18.3.2. Doblado de las armaduras soldadas

Cuando las barras y alambres soldados y las mallas soldadas de la armadura deben ser doblados después de soldados, los valores de la Tabla 18.1. son aplicables solamente en el caso en que la distancia entre el comienzo de la curvatura y el sitio de la soldadura sea como mínimo $4 d_s$. Puede prescindirse de esto cuando se cumplen las siguientes condiciones:

- a) En el caso de carga predominantemente estática, en todas las uniones soldadas, si el diámetro del mandril de doblado es como mínimo $20 d_s$.
- b) En el caso de carga no predominantemente estática, en las mallas soldadas, si el diámetro del mandril de doblado es como mínimo de $100 d_s$, cuando los puntos de soldadura son exteriores, y de $500 d_s$, si los puntos de soldadura son interiores a la zona cóncava.

Tabla 18.1. Diámetro mínimo del mandril de doblado d_{br} .

	1	2	3	4
	Tipos de acero	AL 220 (I)	ADN 420(III DN) ATR 500 P (IV AP) ATR 500 N (IV AN)	AM 500 L (IV ML) AM 500 P (IV MP) AM 500 N (IV MN)
1	Diámetro d_s (mm)	Ganchos, bucles, estribos.	Ganchos, ganchos en ángulo recto, bucles, estribos	Ganchos, bucles, estribos.
2	< 20	$2,5 d_s$	$4 d_s$	
3	20 hasta 28	$5 d_s$	$7 d_s$	
4	Recubrimiento lateral	Barras y alambres doblados y otras curvaturas en barras y alambres (por ejemplo esquinas de pórticos) ⁽¹⁾		
5	$> 5 \text{ cm}$ y $> 3 d_s$	$10 d_s$	$15 d_s$ ⁽²⁾	
6	$\leq 5 \text{ cm}$ ó $\leq 3 d_s$	$15 d_s$	$20 d_s$	
⁽¹⁾ Cuando las barras y alambres de varias capas de la armadura se doblen en una posición, los valores de los renglones 5 y 6 deben aumentarse 1,5 veces para las barras y alambres de las capas internas.				
⁽²⁾ El diámetro del mandril de doblado puede reducirse a $d_{br} = 10 d_s$ cuando el recubrimiento lateral (normal al plano de la curvatura) es como mínimo 10 cm y la separación entre ejes de barras y alambres es como mínimo $7 d_s$.				

18.4. VALORES BASICOS DE LAS TENSIONES DE ADHERENCIA

Los valores básicos de las tensiones de adherencia dados en la Tabla 18.2, dependen de la conformación superficial de las barras, alambres y de los alambres que constituyen las mallas soldadas, de la resistencia del hormigón, de la presión transversal y de la posición de las barras, alambres y mallas soldadas durante el proceso de hormigonado. Estos valores rigen solamente bajo la suposición de que durante el endurecimiento del hormigón, la adherencia no es influida negativamente, por ejemplo, debido a movimientos de la armadura hacia uno y otro lado.

Los valores de la Tabla 18.2. pueden incrementarse en un 50% cuando exista una compresión transversal en todos los sentidos, o un recubrimiento mínimo de **10 d_s**, en todas las direcciones, el que debe ser asegurado mediante la ayuda de una armadura. Esto no tiene validez en el caso de los empalmes por yuxtaposición según el artículo 18.6. y para los anclajes en los apoyos extremos, según el artículo 18.7.4..

Tabla 18.2. Valores básicos de la tensión de adherencia τ_{adm} en MPa (*)

	1	2	3	4	5	6	7	8								
									Conformación superficial	Zona de adherencia	Tipos de hormigón					
											H - 13	H - 17	H - 21	H - 30	H - 38	H - 47
1	Lisa AL 220	I	0,6	0,65	0,7	0,8	0,9	1,0								
2		AM 500 L	II	0,3	0,32	0,35	0,4	0,45	0,5							
3	Perfilada	I	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6								
4		AM 500 P ATR 500 P	II	0,4	0,45	0,5	0,6	0,7	0,8							
5	Nervurada ADN 420	I	1,4	1,6	1,8	2,2	2,6	3,0								
6		AM 500 N ATR 500 N	II	0,7	0,8	0,9	1,1	1,3	1,5							
(*) 1 MPa = 10 kgf/cm ²																

La zona I (buena adherencia) rige para:

- Todas las barras, alambres y alambres que constituyen las mallas soldadas, que durante el hormigonado tengan una inclinación entre 45° y 90° con respecto a la horizontal.
- Las barras, alambres y alambres que constituyen las mallas soldadas, con una inclinación menor que 45°, ubicados durante el hormigonado a 25 cm como máximo con respecto al borde inferior del hormigón fresco, o como mínimo a 30 cm debajo del borde superior del elemento constructivo o de una junta de hormigonado.

La zona II (adherencia deficiente) rige para:

- Todas las barras, alambres y alambres que constituyen las mallas soldadas no comprendidos en la zona I.

- b) Todas las barras, alambres y alambres que constituyen las mallas soldadas, ubicadas horizontalmente en los elementos constructivos que se ejecutan por el sistema de encofrado deslizante.

18.5. ANCLAJES

18.5.1. Principios básicos

Mientras no se especifique lo contrario, rigen las siguientes indicaciones, tanto para barras, alambres individuales y mallas soldadas traccionadas como para barras, alambres y mallas soldadas comprimidas.

El anclaje puede lograrse mediante:

- extremos rectos de las barras, alambres individuales y mallas soldadas;
- ganchos, ganchos en ángulo recto, bucles;
- barras o alambres transversales soldados (por ejemplo, en el caso de mallas soldadas);
- cuerpos de anclajes.

En barras lisas y en alambres perfilados no son admisibles los anclajes mediante extremos rectos solamente o mediante ganchos en ángulo recto. En el artículo 24.5. se contemplan las excepciones para el caso de cáscaras y estructuras plegadas.

Si se utiliza una barra transversal soldada se debe garantizar, para el nudo, una resistencia al corte según lo indicado en la Tabla 4.6., renglón 5, y satisfacer los requisitos que deben cumplir los materiales para efectuar la soldadura, de acuerdo con lo establecido en la Norma IRAM-IAS del producto. Se debe verificar además que la sección prevista para el anclaje (apoyo) de la barra transversal, tenga un área mínima de $5 d_s^2$ con respecto a cada barra a anclar, (d_s = diámetro de la barra longitudinal que debe ser anclada) (ver el anexo a este artículo).

18.5.2. Anclajes rectos, ganchos, ángulos, bucles o barras y alambres transversales soldados

18.5.2.1. Longitud básica de anclaje ℓ_0

La longitud básica de anclaje ℓ_0 es la longitud de anclaje necesaria para barras o alambres nervurados y mallas soldadas nervuradas plenamente solicitadas, con extremos rectos.

En el caso de barras y alambres nervurados individuales, así como en el de mallas soldadas formadas por alambres nervurados, la magnitud ℓ_0 se calcula con la ecuación (29):

$$\ell_0 = \frac{F_s}{\gamma \cdot u \cdot \tau_{adm}} = \frac{d_s}{4 \cdot \tau_{adm}} \cdot \frac{\beta_s}{\gamma} = \frac{\beta_s}{7 \cdot \tau_{adm}} \cdot d_s \quad (29)$$

siendo:

F_s	el esfuerzo de tracción o de compresión en la barra o alambres con $\sigma_s = \beta_s$;
u	el perímetro de la barra o alambre;
β_s	el valor del límite de fluencia característico del acero;
γ	el coeficiente de seguridad de cálculo = 1,75;
d_s	el diámetro de la barra o alambre. En el caso de pares de alambres de mallas soldadas se debe tomar el diámetro d_{sv} del alambre de sección equivalente ($d_{sv} = d_s \sqrt{2}$);
τ_{ladm}	el valor básico de la tensión de adherencia entre la barra o alambre y el hormigón, de acuerdo con el artículo 18.4., donde τ_{ladm} se considera constante a lo largo de la longitud ℓ_0 .

En las mallas soldadas de alambres lisos o perfilados la longitud básica de anclaje ℓ_0 es igual a aquella longitud que se obtiene en base a cuatro alambres transversales soldadas. La separación entre los ejes de esos alambres transversales soldadas debe ser como mínimo **5 d_s ó 5 cm**. Sin embargo, no puede ser menor que la longitud básica ℓ_0 para mallas soldadas formadas por alambres nervurados, obtenida con la ecuación (29).

18.5.2.2. Longitud requerida de anclaje ℓ_1

La longitud requerida de anclaje ℓ_1 para las barras y alambres nervurados individuales, (traccionadas y comprimidas), así como para las mallas soldadas de alambres nervurados, se determina con la ecuación (30).

$$\ell_1 \geq 10 d_s \quad (\text{para los extremos de las barras o alambres, con o sin barra o alambre transversal soldado})$$

$$\ell_1 = \alpha_1 \frac{A_s \text{ neces.}}{A_s \text{ exist.}} \cdot \ell_0 \quad (30)$$

$$\ell_1 \geq \frac{d_{br}}{2} + d_s \quad (\text{para ganchos, ángulos ó bucles, con o sin barra o alambre transversal soldado})$$

siendo:

α_1 el coeficiente que contempla el tipo de anclaje, de acuerdo con la Tabla 18.3.;

$A_{s\text{ neces.}}$ la sección de la armadura necesaria según el cálculo;

$A_{s\text{ exist.}}$ la sección de armadura existente;

d_{br} el diámetro efectivo del mandril de doblado.

Cuando se trata de mallas soldadas constituidas por alambres lisos o perfilados, la longitud requerida de anclaje l_1 debe ser como mínimo igual a aquella longitud que se obtiene en base a n alambres transversales soldados, de acuerdo con la ecuación (31) (n debe redondearse al número entero mayor).

$$n = 4 \frac{A_{s\text{ neces.}}}{A_{s\text{ exist.}}} \quad (31)$$

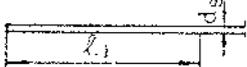
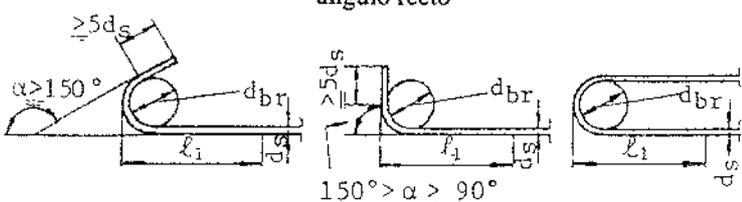
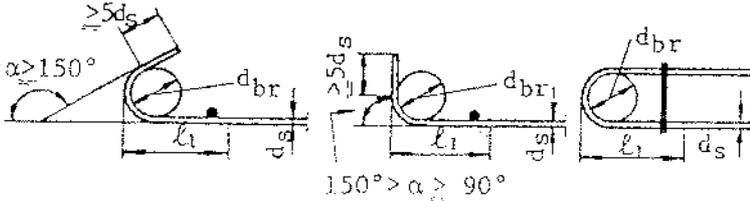
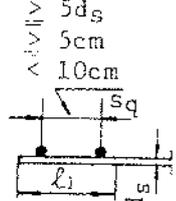
Para la separación entre los ejes de las barras o alambres transversales rige el artículo 18.5.2.1.. Sin embargo la longitud de anclaje no puede ser menor que la longitud de anclaje l_1 , correspondiente para mallas soldadas formadas por alambres nervurados, de acuerdo con la ecuación (30).

18.5.2.3. Armadura transversal en la zona de anclaje

Las tensiones de hendimiento o de tracción transversal, que localmente originan los anclajes en el hormigón, deben ser absorbidas por una armadura transversal, siempre que el hendimiento del hormigón no quede impedido por medidas constructivas especiales u otras influencias favorables (por ejemplo, compresión transversal).

En el caso de losas es suficiente disponer la armadura transversal prescrita en el artículo 20.1.6.3., y en el caso de tabiques la fijada en el artículo 25.5.5.2.. Cuando la armadura longitudinal es de diámetro $d_s \geq 16 \text{ mm}$, la armadura transversal debe estar colocada del lado externo. Cuando la armadura longitudinal está formada por mallas soldadas, la armadura transversal puede estar del lado interno. En el caso de vigas, vigas placa y losas nervuradas, son suficientes, como armadura transversal, los estribos exigidos en el artículo 18.8.2., y en el caso de las columnas, los estribos exigidos en el artículo 25.2.2.2..

Tabla 18.3. Coeficiente α_1

1		2	3
Tipo y ejecución del anclaje		coeficientes α_1	
		barras o alambres traccionados	barras o alambres comprimidos
1	a) Extremos rectos de barras o alambres 	1,0	1,0
2	b) Ganchos c) Ganchos en ángulo recto d) Bucles 	0,7 (1,0)	1,0
3	e) Extremos rectos con por lo menos una barra o alambre soldado en el tramo l_1 	0,7	0,7
4	f) Ganchos g) Ganchos en ángulo recto h) Bucles (vista superior)  Con por lo menos una barra o alambre soldado en el tramo l_1 y antes del comienzo de la curvatura	0,5 (0,7)	1,0
5	Extremos rectos de barras o alambres con por lo menos dos barras o alambres soldados en el tramo l_1 (separación entre barras $s_q < 10 \text{ cm}$ ó $\geq 5 d_s$ y $\geq 5 \text{ cm}$), sólo admisible para barras o alambres aislados con $d_s \leq 16 \text{ mm}$ ó barras o alambres dobles con $d_s \leq 12 \text{ mm}$. 	0,5	0,5

Los valores entre paréntesis de la columna 2 rigen en el caso en que el recubrimiento de hormigón en la zona de doblado, normalmente al plano de doblado, sea menor que $3 d_s$, o bien cuando no existe ninguna compresión transversal ni un estriado compacto.

18.5.3. Piezas de anclaje

Las piezas de anclaje deben disponerse, en lo posible, en la proximidad de la superficie frontal del elemento estructural, pero como mínimo, entre esa superficie y el centro de su apoyo. Estas piezas deben realizarse de tal modo que se obtenga una transmisión adecuada de las fuerzas de anclaje. Las tensiones de hendimiento deben absorberse mediante armadura.

La capacidad portante de las piezas de anclaje se debe verificar mediante ensayos cuando las tensiones en el hormigón exceden los valores admisibles para el caso de sollicitación parcial de la sección (ver el artículo 17.3.3.).

Esto rige también, para la vinculación entre la pieza de anclaje y la armadura, cuando se trata de cargas no predominantemente estáticas, o cuando sea imposible la verificación numérica. En estos casos sólo deben emplearse piezas de anclaje cuando se ha comprobado su aptitud técnica mediante ensayos.

18.6. EMPALMES

18.6.1. Principios básicos

Los empalmes de las armaduras pueden realizarse mediante:

- a) Yuxtaposición de las barras o alambres, con los extremos rectos (Figura 12 a); con ganchos (Figura 12 b), con ganchos en ángulo recto (Figura 12 c) o en forma de bucles (Figura 12 d), así como con alambres con los extremos rectos y alambres transversales soldados, como por ejemplo en el caso de mallas soldadas.
- b) Empalmes roscados (ver el artículo 18.6.5.).
- c) Soldadura (ver el artículo 18.6.6.).
- d) Manguitos (por ejemplo manguitos a presión), siempre que se haya comprobado su aptitud técnica mediante ensayos.
- e) Contacto directo entre superficies frontales extremas (sólo para empalmes de barras o alambres comprimidos) (ver el artículo 18.6.7.).

Cuando se trata de barras lisas o alambres perfilados, no son admisibles los empalmes por yuxtaposición con extremos rectos o con ganchos en ángulo recto. Las excepciones, en el caso de las cáscaras o de las estructuras plegadas, se rigen por el artículo 24.5..

Si las barras o alambres a empalmar están ubicados uno encima del otro y la armadura en la zona de empalme está aprovechada en más del 80%, para el dimensionamiento, según el artículo 17.2.,

se deberá tener en cuenta la altura estática útil correspondiente a las barras ubicadas interiormente.

18.6.2. Porcentaje admisible de barras y alambres empalmados

Cuando se trata de barras o alambres nervurados, en una misma sección transversal de un elemento constructivo, puede empalmarse por yuxtaposición el 100% de la sección de la armadura de una misma capa. Si las barras o alambres a empalmar se reparten en varias capas, se puede como máximo, empalmar en una misma sección el 50% de la sección total de la armadura, sin desplazamiento mutuo de los empalmes (ver el artículo 18.6.3.1.).

Tratándose de barras lisas o alambres perfilados, en una misma sección puede, como máximo, empalmarse el 33% de la sección de cada capa de armadura.

El porcentaje admisible de los alambres portantes empalmados de mallas soldadas se especifica en el artículo 18.6.4..

Las armaduras transversales de acuerdo con los artículos 20.1.6.3. y 25.5.5.2. pueden empalmarse hasta el 100%, en una misma sección.

Por soldadura y uniones roscadas, puede empalmarse la totalidad de la armadura de una sección.

En una misma sección de un elemento constructivo puede empalmarse por contacto directo, como máximo, la mitad de las barras comprimidas. Para ello las barras no empalmadas deben poseer una sección mínima $A_s = 0,008 A_b$, (siendo A_b la sección de hormigón estáticamente necesaria del elemento) debiendo estar uniformemente distribuida en la sección. Con respecto al desplazamiento longitudinal mutuo, ver el artículo 18.6.7..

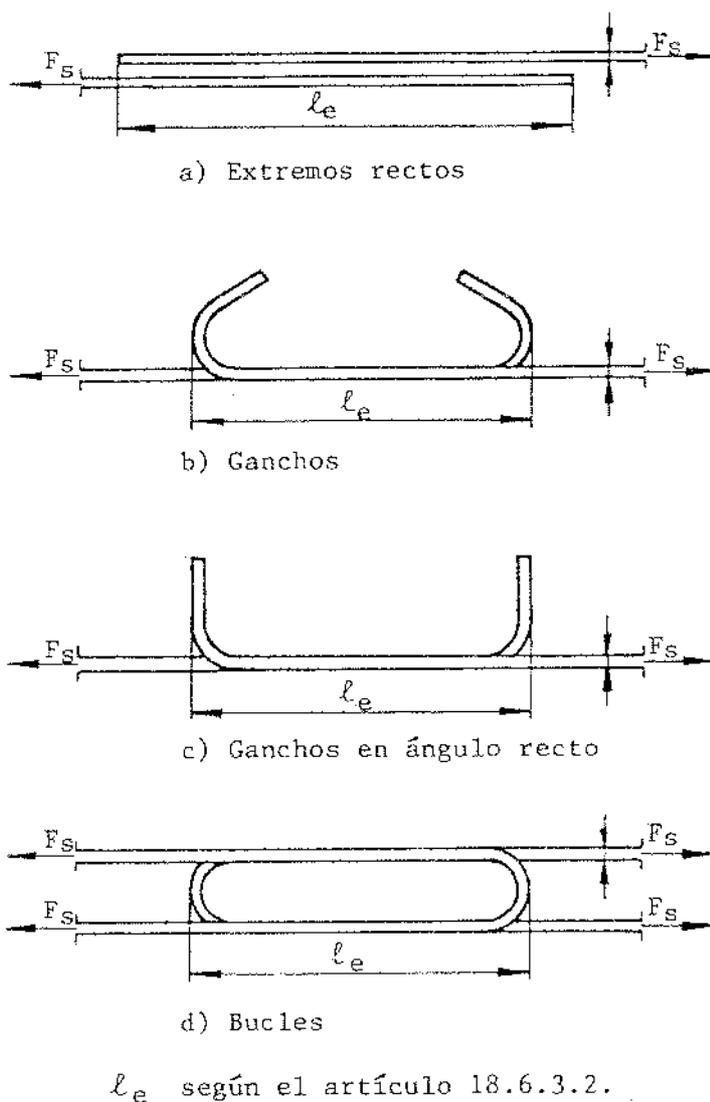
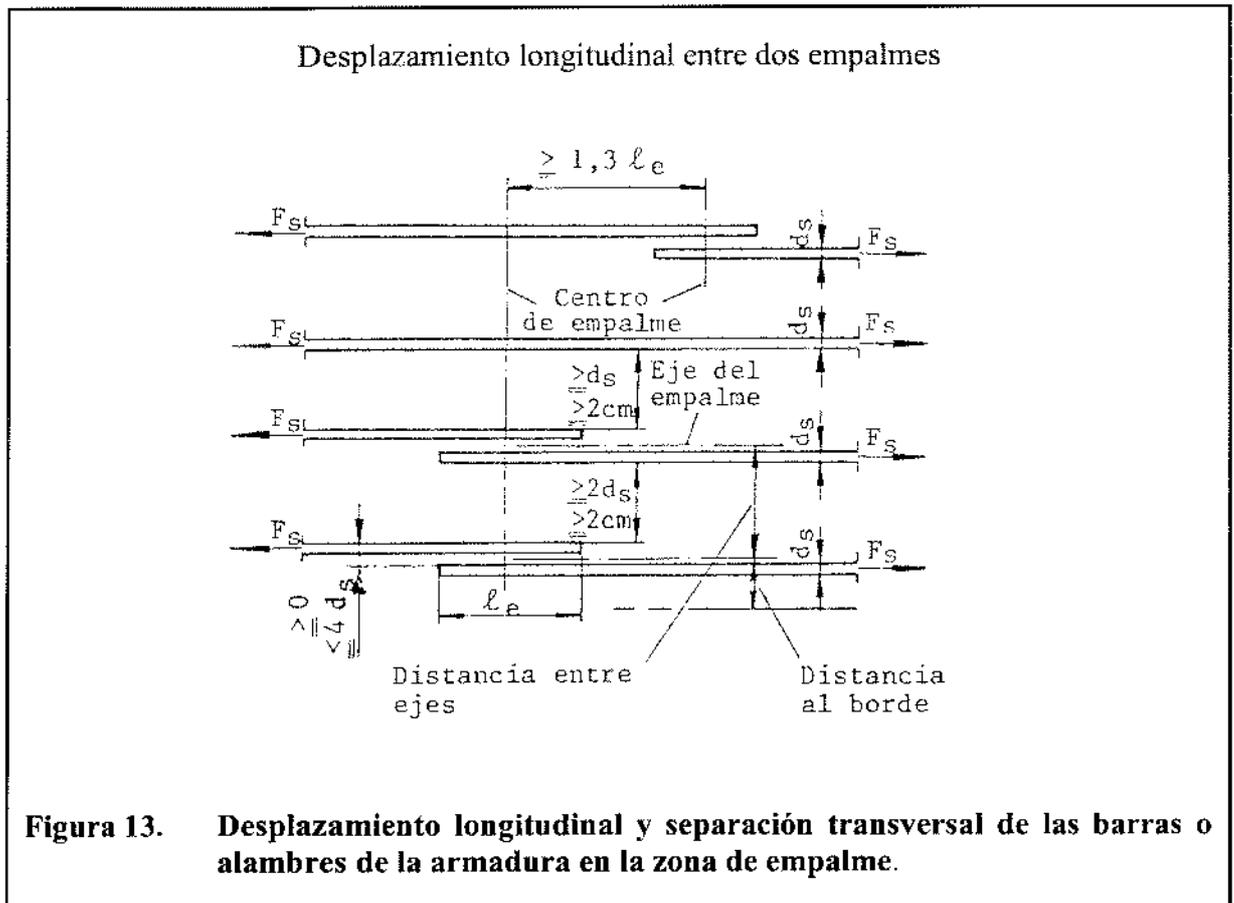


Figura 12. Ejemplos de empalmes por superposición solicitados a la tracción.

18.6.3. Empalmes por yuxtaposición con extremos rectos, ganchos, ganchos en ángulo recto y bucles

18.6.3.1. Desplazamiento longitudinal entre los empalmes de las barras

Los empalmes por yuxtaposición se consideran desplazados entre sí en el sentido longitudinal, cuando la separación entre los centros de empalmes en el mismo sentido longitudinal, es por lo menos igual a 1,3 veces la longitud de empalme l_e (ver los artículos 18.6.3.2. y 18.6.3.3.). La luz libre entre las barras o alambres de la armadura, en la zona de empalme, debe corresponder a lo indicado en la Figura 13.



18.6.3.2. Longitud de empalme l_e en empalmes traccionados

La longitud de empalme l_e (ver las figuras 12 a) hasta d) debe calcularse con la ecuación (32).

$$l_e = \alpha_e \cdot l_1$$

$$\begin{aligned} &\geq 20 \text{ cm} \quad (\text{en todos los casos}) \\ &\geq 15 d_s \quad (\text{con extremos rectos}) \\ &\geq 1,5 d_{br} \quad (\text{en caso de ganchos, ganchos en ángulo recto y bucles}) \end{aligned} \quad (32)$$

siendo:

α_e el coeficiente de acuerdo con la Tabla 18.4.; donde α_e debe ser siempre mayor o igual que 1,0;

l_1 la longitud de anclaje según el artículo 18.5.2.2. (Para el coeficiente α_1 no puede tomarse un valor inferior a 0,7);

d_{br} el diámetro utilizado para el mandril de doblado (\geq que el mínimo exigido).

Tabla 18.4. Coeficiente α_e ⁽¹⁾.

	1	2	3	4	5	6
	Zona de adherencia	Diámetro de las barras y alambres	Porcentaje de barras o alambres empalmados sin desplazamiento longitudinal en la sección de una capa de armadura			⁽²⁾ Armadura transversal
		d_s mm	$\leq 20\%$	$> 20\%$ $\leq 50\%$	$> 50\%$	
1	I	< 16	1,2	1,4	1,6	1,0
2		≥ 16	1,4	1,8	2,2	
3	II	75 % de los valores de la zona de adherencia I ⁽³⁾				1,0
⁽¹⁾	Los coeficientes α_e de las columnas 3 a 5 pueden multiplicarse por 0,7 cuando la separación entre ejes de empalmes no desplazados longitudinalmente (ver la Figura 13) es $\geq 10 d_s$, y en el caso de elementos constructivos en forma de barra o alambres, la distancia al borde (ver la Figura 13) es $\geq 5 d_s$.					
⁽²⁾	Armadura transversal de acuerdo con los artículos 20.1.6.3. y 25.5.5.2..					
⁽³⁾	Ver el anexo a este artículo.					

18.6.3.3. Longitud de empalme ℓ_e en empalmes comprimidos

La longitud de empalme debe ser, como mínimo, igual a ℓ_0 , según el artículo 18.5.2.1.. No son admisibles las reducciones por ganchos, ganchos en ángulo recto o bucles.

18.6.3.4. Armadura transversal en la zona de empalmes por yuxtaposición en barras y alambres portantes

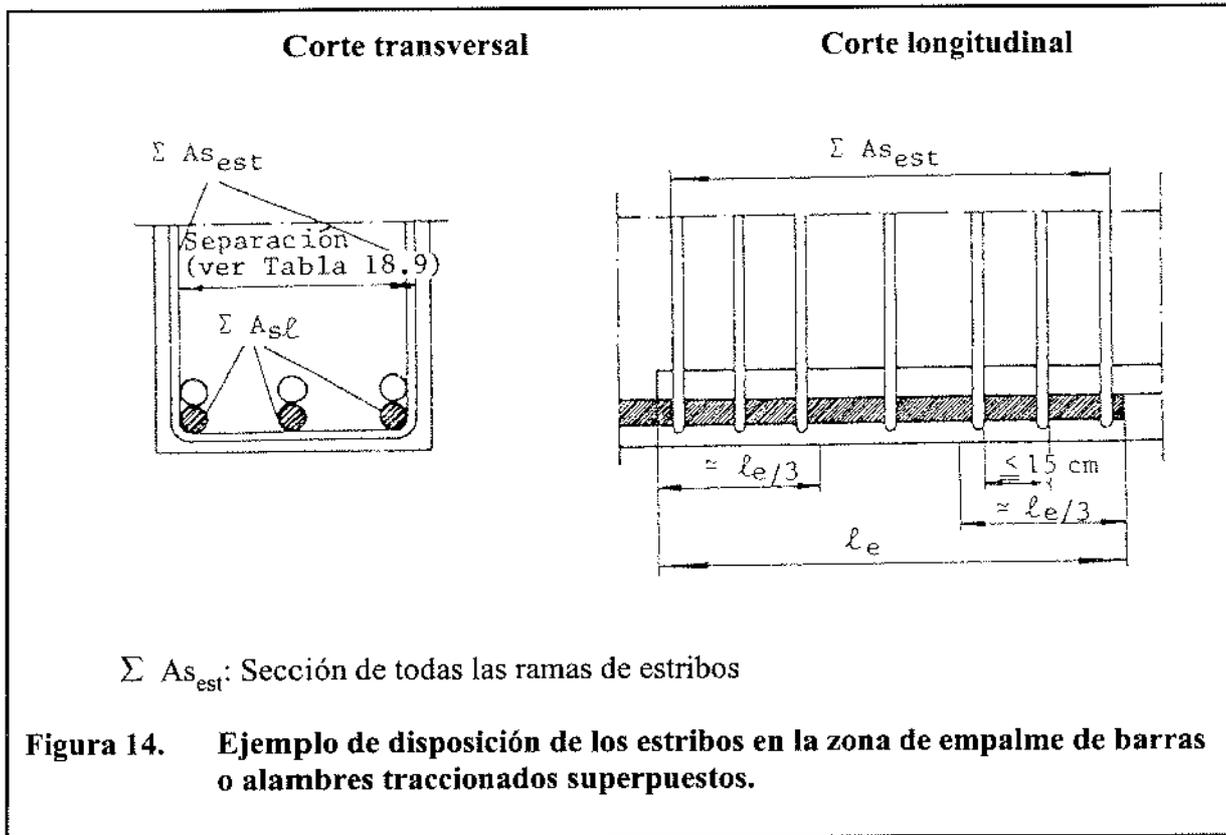
Para absorber las tensiones transversales de tracción, la armadura transversal se colocará siempre en la zona de empalmes por yuxtaposición. Para su dimensionamiento y ubicación deben distinguirse los siguientes casos (ver también el anexo a este artículo), pudiendo incluirse en su sección una armadura transversal, eventualmente existente.

- a) Con respecto a la parte interna del elemento constructivo, las barras empalmadas están ubicadas una al lado de la otra, y el diámetro de las barras es $d_s \geq 16$ mm:

- Si en un mismo corte se empalma más del 20 % de la sección de una capa de la armadura, la armadura transversal debe dimensionarse para el esfuerzo de una de las barras empalmadas, debiendo disponerse en la parte externa.
 - Si en un mismo corte se empalma más del 50% de la sección de la armadura, y la separación entre ejes de empalmes vecinos es menor que $10 d_s$, la armadura transversal debe rodear la zona de empalme en forma de estribos, abarcando los extremos del empalme ($\approx \ell_e / 3$).
Las ramas de los estribos deben anclarse con la longitud ℓ_f (ver el artículo 18.5.2.2.) o de acuerdo con las reglas para estribos (ver el artículo 18.8.2.) en el interior del elemento constructivo. La disposición en forma de estribos no es necesaria cuando la distancia entre centros de empalme de barras vecinas con extremos rectos, es de aproximadamente $0,5 \ell_e$ en la dirección longitudinal;
- b) Con respecto a la parte interna del elemento constructivo las barras o alambres empalmados están ubicados uno encima del otro, siendo el diámetro de las barras o alambres cualquiera:
- Los empalmes deben rodearse en forma de estribos en la zona de los extremos del empalme ($\approx \ell_e / 3$), (ver la Figura 14). Las ramas de los estribos deben dimensionarse para el esfuerzo correspondiente a todas las barras o alambres empalmados. Para su anclaje rige el párrafo a) de este artículo.
- c) En todos los demás casos, es suficiente con disponer una armadura transversal constructiva.

En la zona de los extremos de los empalmes, la separación entre las barras o alambres de una armadura transversal que se deba verificar, no puede ser mayor que 15 cm. Para la separación entre las ramas de los estribos, transversalmente a la dirección del empalme, rige la Tabla 18.9..

En empalmes solicitados a la compresión se colocará un estribo o una barra o alambre de la armadura transversal por delante del extremo del empalme, exteriormente a la zona del mismo.



18.6.4. Empalmes por yuxtaposición de mallas soldadas

18.6.4.1. Ejecución de los empalmes de los alambres portantes

Se distinguen los empalmes efectuados en un solo plano (los alambres a empalmar se hallan uno al lado del otro) y los efectuados en dos planos (los alambres a empalmar se hallan uno encima del otro, ver la Figura 15). La realización de tales empalmes se indica en la Tabla 18.5..

18.6.4.2. Empalmes en un solo plano y empalmes en dos planos con estribos envolventes de la armadura portante

Las mallas soldadas formadas por alambres nervurados deben empalmarse de acuerdo con lo fijado para barras nervuradas, en el artículo 18.6.2. párrafos 1, 4 y 5, y en el artículo 18.6.3..

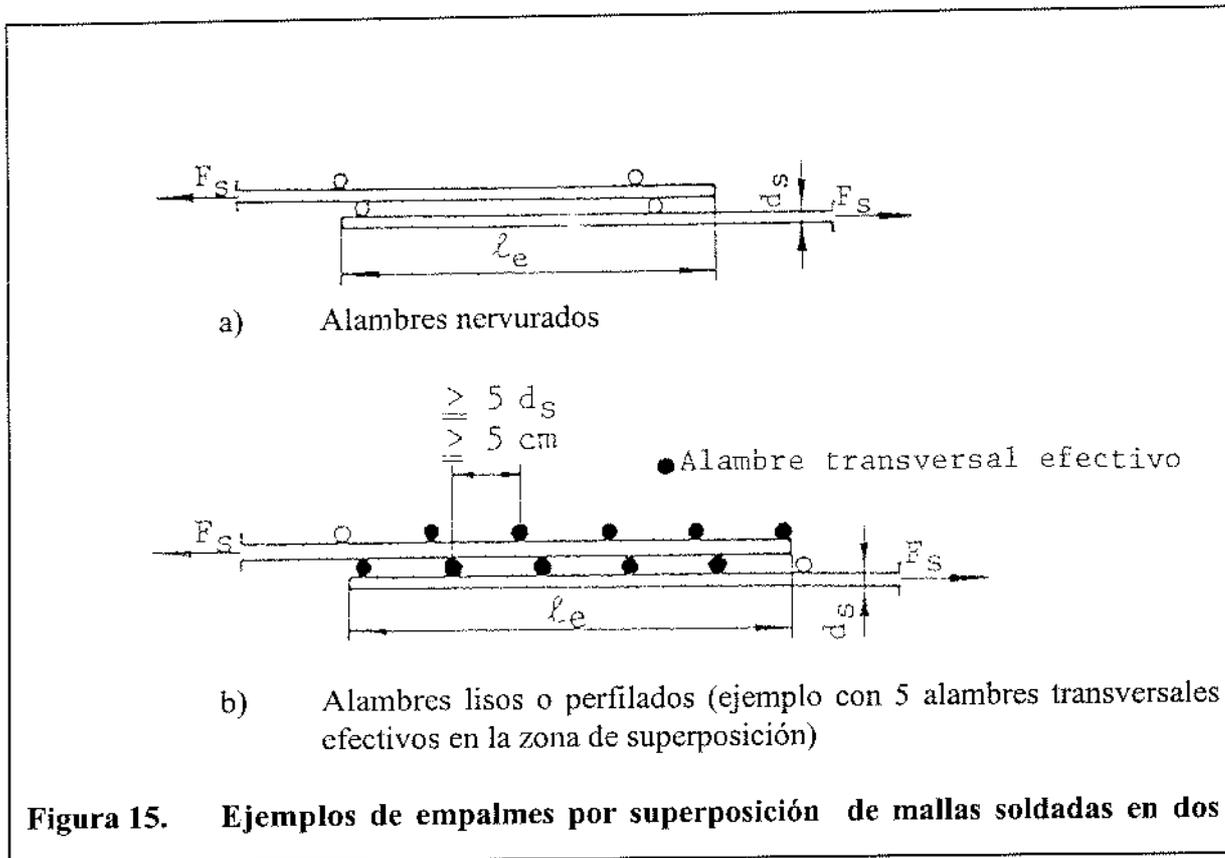
La longitud de empalme l_e (según la ecuación (32)) se debe calcular sin tener en cuenta los alambres soldados transversalmente. En el caso de mallas con alambres dobles, se debe determinar el coeficiente α_e para un alambre único de sección equivalente a la de los dos alambres,

$$d_{sv} = d_s \sqrt{2}$$

Tabla 18.5. Tipo de sollicitación admisible y disposiciones determinantes para el empalme de los alambres portantes de mallas soldadas.

1	2	3	Conformación superficial			6
			4	5	6	
Tipo de empalme	Sección de la malla a empalmar a_s	Nervurada		Lisa o perfilada		
		Tipo de carga admisible	Ejecución s/artículo	Tipo de carga admisible	Ejecución s/artículo	
1	Cualquiera	Carga predominantemente estática y carga no predominantemente estática	18.6.4.2	Carga predominantemente estática	18.6.4.3	18.6.4.3
2						
3	$\leq 6 \text{ cm}^2 / \text{m}$	Carga predominantemente estática	18.6.4.3.	Carga predominantemente estática	18.6.4.3.	18.6.4.3
4	$> 6 \text{ cm}^2 / \text{m}$					

Para la armadura transversal o envolvente en la zona de empalme, rige el artículo 18.6.3.4..



18.6.4.3. Empalmes en dos planos sin estribos envolventes de la armadura portante

Los empalmes deben efectuarse en lo posible en las zonas donde la armadura no se aprovecha más que en el 80%. Si no fuera posible observar esta exigencia en mallas con una sección $a_s \geq 6 \text{ cm}^2/\text{m}$, siendo necesaria una verificación de la limitación de la abertura de las fisuras (ver el artículo 17.6.1.), ésta deberá efectuarse para la sección de empalme, con un incremento del 25% en la tensión del acero por efecto de la carga permanente.

Las mallas soldadas con una sección $a_s \leq 12 \text{ cm}^2/\text{m}$ pueden empalmarse siempre en una misma sección. Las mallas con una sección mayor sólo pueden empalmarse en la capa interna cuando la armadura está formada por varias capas. En este caso, el porcentaje empalmado no debe representar más del 60% de la sección necesaria de la armadura. En las armaduras de varias capas, los empalmes de cada capa siempre deben desplazarse mutuamente en dirección longitudinal, por lo menos 1,3 veces la longitud de yuxtaposición. No es necesaria una armadura transversal complementaria.

La longitud de yuxtaposición l_e de mallas formadas por alambre nervurados solicitadas a la tracción (ver la Figura 15a) debe determinarse con la ecuación (32), debiendo tomarse siempre

$\alpha_1 = 1,0$ y reemplazando α_e por α_{em} dado por la ecuación (33).

$$\text{Zona de adherencia I: } \alpha_{emI} = 0,5 + \frac{a_s}{7} \quad \begin{matrix} \geq 1,1 \\ \leq 2,2 \end{matrix} \quad (33 \text{ a})$$

$$\text{Zona de adherencia II: } \alpha_{emII} = 0,75 \alpha_{emI} \quad \geq 1,0 \quad (33 \text{ b})$$

a_s es la sección de la armadura de la malla a empalmar en cm^2/m .

La longitud de yuxtaposición de mallas soldadas solicitadas a tracción, formadas por barras lisas o perfiladas, debe corresponder por lo menos a aquella magnitud que se obtiene de la determinación de la cantidad $\alpha_{emI} \cdot n$ de los alambres transversales efectivos por cada malla en la zona de empalme (n de acuerdo con la ecuación (31)), debiendo redondearse $\alpha_{emI} \cdot n$ al número entero mayor. Se consideran efectivos los alambres transversales soldados que se apoyan mutuamente, con una separación como la indicada en la Figura 15. Sin embargo la longitud de empalme no puede tomarse menor que la que resulta para las mallas formadas por alambres nervurados.

La longitud de yuxtaposición de los empalmes en las mallas soldadas solicitadas a compresión debe ser, como mínimo, igual a l_p (ver el artículo 18.5.2.1.).

18.6.4.4. Empalmes por yuxtaposición de alambres de la armadura transversal

Los empalmes por yuxtaposición de la armadura transversal de acuerdo con los artículos 20.1.6.3. y 25.5.5.2., se pueden realizar sin estribos envolventes, como empalmes en uno o en dos planos. La longitud de empalme l_e se rige de acuerdo con los valores de la Tabla 18.6..

Tabla 18.6. Longitud de yuxtaposición necesaria l_e y cantidad de alambres efectivos en la zona de empalme de la armadura transversal.

	1	2	3
	Diámetro de la armadura transversal d_s (mm)	Longitud de superposición necesaria l_e y cantidad de alambres efectivos ⁽¹⁾ en la zona de empalme	
		Malla soldada de alambres nervurados	Mallas soldadas de alambres lisos o perfilados
1	$\leq 6,5$	≥ 15 cm y 1 alambre como mínimo	≥ 15 cm y 2 alambres como mínimo
2	$> 6,5$ $\leq 8,5$	≥ 25 cm y 1 alambre como mínimo	≥ 25 cm y 2 alambres como mínimo
3	$> 8,5$ $\leq 12,0$	≥ 35 cm y 1 alambre como mínimo	≥ 35 cm y 2 alambres como mínimo

⁽¹⁾ Ver el artículo 18.6.4.3.

18.6.5. Empalmes roscados

Los elementos de empalme (manguitos, tensores) deben resistir como mínimo:

- una carga en el límite de fluencia equivalente a $1,0 B_S \cdot A_s$, y
- una carga de rotura equivalente a $1,2 B_z \cdot A_s$.

B_S y B_z son los valores característicos del límite de fluencia y de la resistencia a tracción según la Tabla 4.6., siendo A_s la sección nominal de la barra a empalmar. Para el recubrimiento del hormigón y la luz libre entre los elementos de empalme, en la zona de empalme, rigen los valores de los artículos 12.2. ó 18.2., en los que para la dimensión de referencia rige el diámetro de la barra a empalmar.

El recalado de las barras a empalmar para aumentar la sección del núcleo, se admite con una transición que forme una inclinación $\leq 1:3$ (ver la Figura 16).

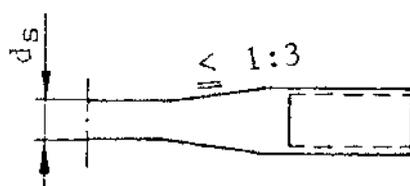


Figura 16. Extremo recalado de una barra para empalme por rosca.

La deformación adicional al alargamiento elástico (deslizamiento en ambos extremos del manguito) no debe ser mayor que 0,1 mm bajo la carga de servicio.

En el cálculo puede tomarse la sección íntegra del núcleo, cuando se trata de roscas laminadas, y el 80% de esa sección cuando las roscas son cortadas.

En el caso de carga no predominantemente estática, la efectividad del empalme debe verificarse siempre mediante ensayos.

18.6.6. Empalmes soldados

Para cargas predominantemente estáticas los empalmes de barras por soldadura deben realizarse según la Norma IRAM -IAS U 500-97.. Para cargas no predominantemente estáticas además de

lo indicado en dicha Norma , deben realizarse ensayos de resistencia a la fatiga del empalme.

En ambos casos pueden emplearse los procedimientos de soldadura indicados en Tabla 18.7. para los casos de aplicación correspondientes.

Tabla 18.7. Métodos de soldadura admisibles y casos de aplicación.

		1	2	
		Carga	Acero de dureza natural (2)	
			Barras traccionadas	Barras comprimidas
1			Soldadura a tope por resistencia	
2	Predominantemente estática		Soldadura de arco eléctrico con electrodo: - Con barras de empalme o por superposición para $d_s \geq 6 \text{ mm}$; - a tope con costura en X para barras con $d_s \geq 20 \text{ mm}$	
3	No predominantemente estática		Soldadura a tope por resistencia	
4	(1) y (3)			Soldadura de arco eléctrico, con electrodo: en todos los aceros nervurados. Empalmes a tope con costura en X para barras con $d_s \geq 20 \text{ mm}$
(1)	La tensión originada por la carga no predominantemente estática, no debe ser mayor que 100 MPa (1 000 kgf/cm ²)			
(2)	Debe demostrarse previamente mediante ensayos que el acero, el material de aporte y la metodología a emplear reúnen las características necesarias			
(3)	Debe cuidarse especialmente que la resistencia a la fatiga del acero no disminuya por efectos de la soldadura.			

18.6.7. Empalmes por contacto

Las barras comprimidas cuyo diámetro es $d_s \geq 20 \text{ mm}$ pueden empalmarse en las columnas a través del contacto directo entre las secciones frontales, cuando las barras permanecen verticales durante el hormigonado, cuando las columnas se mantienen sin posibilidad de desplazamiento

lateral en ambos extremos y cuando, aún frente a una sollicitación de acuerdo con el artículo 17.4., las barras empalmadas sólo experimentan compresión entre los extremos sustentados de las columnas. El porcentaje admisible de barras empalmadas está indicado en el artículo 18.6.2..

Los empalmes deben distribuirse uniformemente en la sección solicitada a compresión, debiendo disponerse en los cuartos extremos de la longitud de la columna. Los empalmes se pueden considerar desplazados longitudinalmente cuando la separación entre las zonas de empalme en la dirección longitudinal, es por lo menos igual a $1,3 \ell_0$ (ℓ_0 de acuerdo con la ecuación (29)). Cada barra de la armadura puede empalmarse solamente una vez dentro de la zona limitada por los extremos sustentados de la columna.

Las superficies de las barras que estarán en contacto deben aserrarse normalmente al eje de la barra, quitándoles las rebabas. El contacto centrado debe asegurarse mediante un elemento de guía fijo que deje parcialmente visible la junta de contacto del empalme, antes de hormigonar.

18.7. ARMADURA DE TRACCION EN PIEZAS FLEXIONADAS (PARA FLEXION SIMPLE Y COMPUESTA)

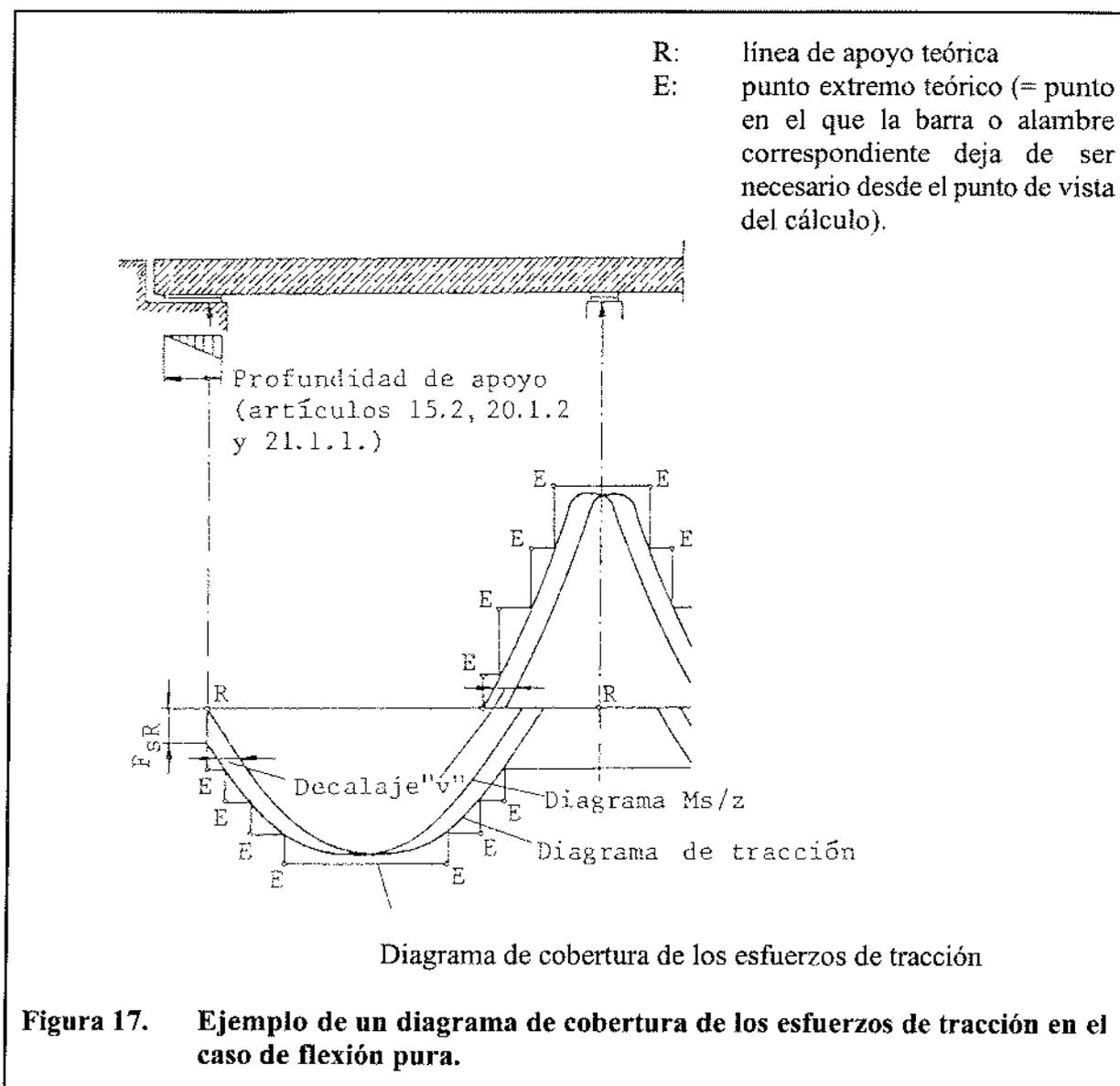
18.7.1. Principios básicos

La armadura flexotraccionada debe disponerse de tal modo que en cada sección resulte cubierto el diagrama de tracciones (ver el artículo 18.7.2.).

La armadura flexotraccionada, en el caso de vigas placa y de secciones cajón huecas, debe disponerse en la placa en un ancho como máximo, igual a la mitad del ancho eficaz colaborante de acuerdo con el artículo 15.3. No obstante en el alma debe quedar una parte adecuada de armadura, con el objeto de limitar las aberturas de fisuración. El cálculo de la armadura de enlace, para la armadura flexotraccionada ubicada en la placa, se rige de acuerdo con el artículo 18.8.5..

18.7.2. Cobertura del diagrama de tracción

El diagrama de tracción es aquel correspondiente a la curva $(M_x/Z + N)$ desplazado en la dirección del eje del elemento constructivo en la medida del decalaje v (ver las Figuras 17 y 18 para flexión simple). M_x es el momento flexor referido al eje baricéntrico de la armadura flexotraccionada y N el esfuerzo axial (considerado con signo positivo en el caso de tracción). Para el trazado del diagrama de tracción deben tenerse en cuenta eventuales esfuerzos axiales de tracción; pudiéndose también considerar eventuales esfuerzos axiales de compresión. El diagrama de tracción debe determinarse siempre de tal modo que se obtenga un incremento del área cerrada por la línea $(M_x/Z + N)$.



En la zona de corte 1, el decalaje v en vigas y losas con armadura de corte, puede tomarse $v = 0,75 h$, mientras que en losas sin armadura de corte debe ser $v = 1,0 h$.

Cuando en las vigas placa, parte de la armadura flexotraccionada se ubica fuera del alma, el decalaje v de esas barras o alambres debe aumentarse en un valor igual a su distancia del borde del alma.

Aquellas barras o alambres de la armadura que ya no sean necesarias para la cobertura del diagrama de tracciones, pueden terminarse rectos (armadura escalonada) o doblarse hacia arriba o hacia abajo, según el caso.

La cobertura del diagrama de tracción, debe verificarse por lo menos aproximadamente, en el caso de una armadura escalonada o en la zona de corte 3, (ver el artículo 17.5.5.).

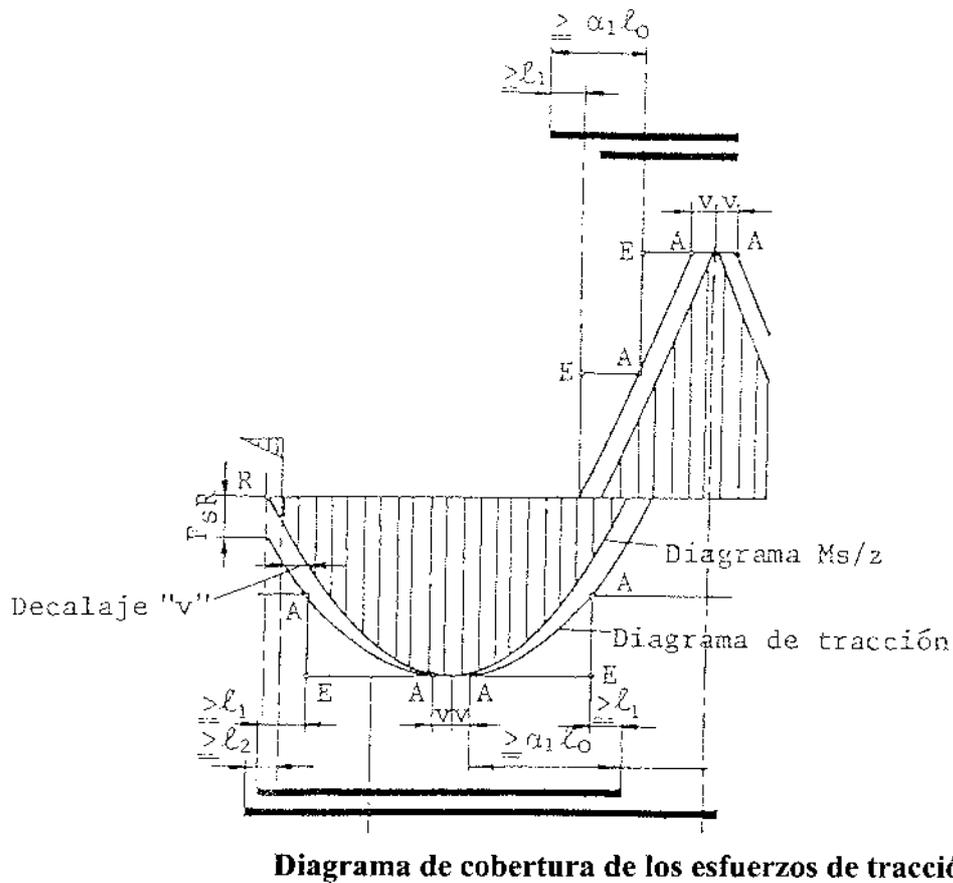


Figura 18. Ejemplo de una armadura escalonada en losas armadas con barras de $d_s < 16$ mm o alambres de $d_s < 12$ mm.

siendo:

- $\alpha_1 \cdot \ell_0$ la longitud de anclaje referida al punto teórico inicial A, con α_1 según la Tabla 18.3. y ℓ_0 según el artículo 18.5.2.1.;
- ℓ_1 la longitud de anclaje de acuerdo con el artículo 18.5.2.2., referida al punto teórico final E;
- ℓ_2 la longitud de anclaje de acuerdo con la ecuación (35);
- A el punto teórico inicial (= punto a partir del cual la barra o alambre considerado ya no es más teóricamente aprovechado en forma íntegra).

Si la altura de la sección es variable, se debe considerar en cada punto, para la determinación del

decalaje v , la altura h correspondiente.

El decalaje v debe determinarse de acuerdo con la Tabla 18.8..

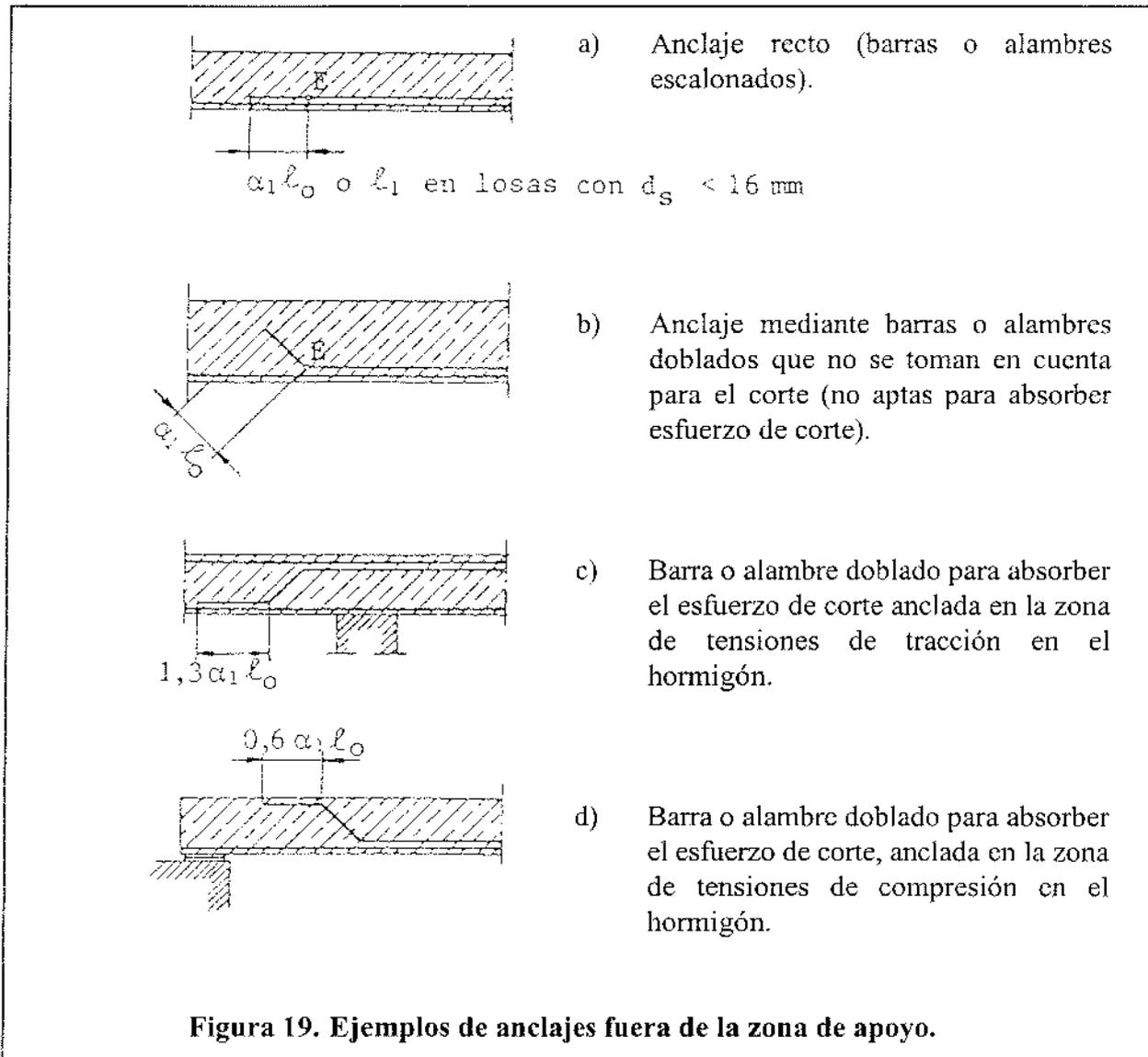
Tabla 18.8. Decalaje v .

1	2	3
Disposición de la armadura de corte (1)	Decalaje v para	
	Cobertura total del corte (2)	Cobertura reducida del corte (2)
Inclinada, separación $\leq 0,25 h$	0,25 h	0,5 h
Inclinada, separación $> 0,25 h$	0,5 h	0,75 h
Combinada: inclinada y aproximada- mente normal al eje del elemento cons- tructivo.		
Aproximadamente normal al eje del elemento constructivo.	0,75 h	1,0 h
(1) "Inclinado" significa: ángulo entre el eje del elemento constructivo y la armadura de corte 45° a 60° , "Aproximadamente normal" significa: ángulo entre el eje del elemento constructivo y la armadura de corte $> 60^\circ$.		
(2) Ver los artículos 17.5.4. y 17.5.5..		

18.7.3. Anclaje fuera de la zona de los apoyos

La longitud de anclaje, de barras o alambres escalonados y de barras o alambres doblados (levantados), que no se utilizan para absorber el esfuerzo de corte, es igual a $\alpha_1 \cdot \ell_0$ (α_1 de acuerdo con la Tabla 25, y ℓ_0 de acuerdo con el artículo 18.5.2.1.), debiendo medirse a partir del punto teórico (ver la Figura 17), de acuerdo con la Figura 19 a) ó b).

En losas armadas con barras o alambres de diámetro $d_s < 16 \text{ mm}$, y apartádonos de los especificado anteriormente, la longitud de anclaje ℓ_1 (de acuerdo con el artículo 18.5.2.2.) puede considerarse a partir del punto teórico E, siempre que se verifique que la longitud de anclaje medida a partir del punto teórico A no es menor que $\alpha_1 \cdot \ell_0$ (ver la Figura 18).



Las barras o alambres doblados que se utilizan para absorber el esfuerzo de corte, deben anclarse en la zona traccionada del hormigón con la longitud $1,3 \alpha_1 \cdot \ell_0$ y en la zona comprimida del hormigón con la longitud $0,6 \alpha_1 \cdot \ell_0$ (ver las Figuras 19c) y 19d).

18.7.4. Anclaje en los apoyos extremos

En los apoyos extremos articulados o débilmente empotrados es necesario disponer una armadura para absorber el esfuerzo de tracción F_{SR} según la ecuación (34), debiendo anclarse como mínimo 1/3 de la máxima armadura del tramo.

En el caso de losas sin armadura de corte debe además considerarse lo indicado en el artículo 20.1.6.2..

$$F_{sR} = Q_R \frac{V}{h} + N \quad (34)$$

Esta armadura debe anclarse a partir del borde interior del apoyo, en una longitud de anclaje l_2 (ver la ecuación (35)) si se trata de un apoyo directo,

$$l_2 = 2/3 l_1 \geq 6 d_s \quad (35)$$

y en el caso de un apoyo indirecto, con una longitud de anclaje l_3 (ecuación(36)),

$$l_3 = l_1 \geq 10 d_s \quad (36)$$

debiendo en todos los casos prolongarse como mínimo, por detrás de la línea teórica del apoyo.

Para la longitud de anclaje l_1 ver el artículo 18.5.2.2..

Cuando en las mallas soldadas se verifica que:

$$\frac{A_s \text{ neces.}}{A_s \text{ exist.}} \leq 1/3$$

es suficiente a los efectos del anclaje, contar como mínimo con un alambre transversal detrás de la línea teórica del apoyo. En las mallas de alambres lisos o perfiladas, este alambre transversal debe estar ubicado por lo menos a 5 cm detrás del borde interior del apoyo.

18.7.5. Anclajes en apoyos intermedios

En los apoyos intermedios de losas y vigas continuas, en los apoyos extremos con voladizos contiguos, en apoyos empotrados y en las esquinas de pórticos, se debe anclar por lo menos la cuarta parte de la máxima armadura de tramo, en una extensión mínima de $6 d_s$ detrás del borde interior del apoyo. En las losas sin armadura de corte se debe además considerar el artículo 20.1.6.2..

En las mallas soldadas formadas por alambres lisos o perfilados, debe quedar siempre ubicado un alambre transversal o un gancho, a no menos de 5 cm detrás del borde interior del apoyo.

No obstante, para la absorción de solicitaciones no previstas (por ejemplo influencias de incendio, descenso de apoyos), se recomienda continuar la proporción de la armadura del tramo indicada en el primer párrafo, o empalmarla (con función portante) sobre el apoyo, especialmente en el caso de apoyo sobre mampostería.

18.8. ARMADURA DE CORTE

18.8.1. Principios básicos

La armadura de corte requerida, según el artículo 17.5., debe vincular a tracción el alma traccionada con la zona comprimida, debiendo anclarse en la zona traccionada y en la comprimida, de acuerdo con lo especificado en los artículos 18.8.2. ó 18.8.3. ó 18.8.4.. El anclaje en la zona comprimida debe realizarse entre el baricentro de dicha zona y el borde comprimido; esta condición se considera cumplida cuando la armadura de corte abarca toda la altura de la sección transversal. En la zona traccionada los elementos de anclaje deben disponerse lo más cerca posible del borde traccionado.

La armadura de corte puede estar formada por:

- a) estribos verticales o inclinados (ver el artículo 18.8.2.);
- b) barras o alambres inclinados (ver el artículo 18.8.3.);
- c) suplementos para el corte, verticales o inclinados (ver el artículo 18.8.4.);
- d) una combinación de los elementos antes mencionados.

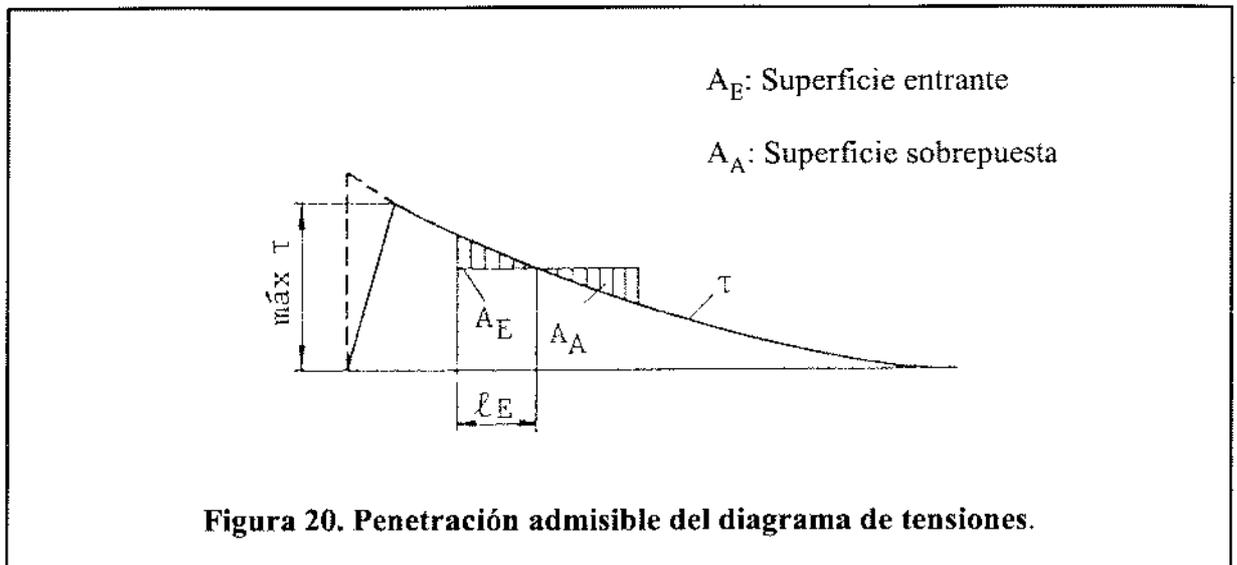
La armadura de corte debe distribuirse, como mínimo, de acuerdo con los valores τ de dimensionamiento. Para ello el diagrama de corte puede cubrirse, en forma escalonada, de acuerdo con la Figura 20, sin que los tramos parciales l_E excedan los valores:

$$l_E = 1,0 h \text{ para la zona 1 y 2 de corte;}$$

$$l_E = 0,5 h \text{ para la zona 3 de corte,}$$

debiendo el área de la superficie A_A ser por lo menos, igual al de la superficie A_E .

Para la armadura de corte en losas con apoyo puntual, ver el Capítulo 22.



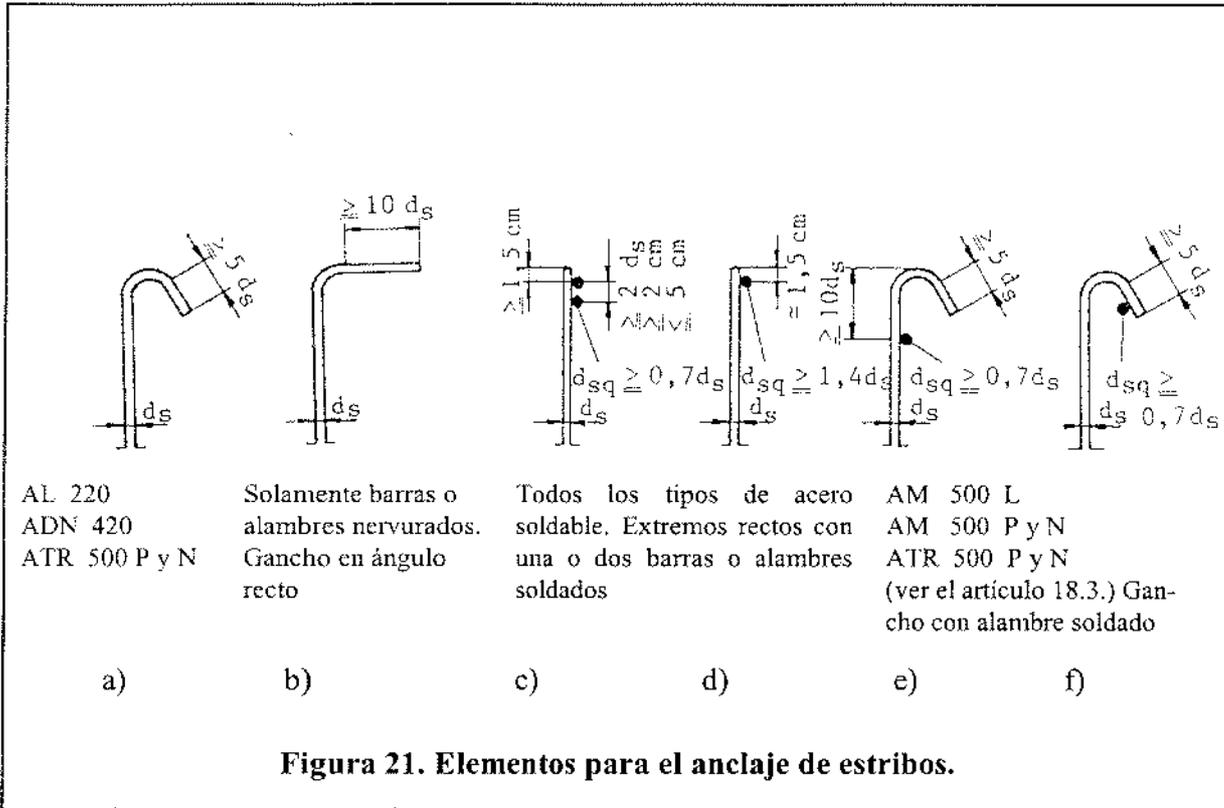
18.8.2. Estribos

18.8.2.1. Ejecución de los estribos

En las vigas y en las vigas placa, los estribos deben envolver la armadura traccionada y la zona comprimida, pudiendo estar compuestos por diversos elementos individuales. Cuando se disponen estribos en losas, estos deben envolver por lo menos la mitad de las barras o alambres de la capa externa de la armadura, sin necesidad de abrazar la zona comprimida.

Apartándonos de lo indicado en el artículo 18.5., los estribos pueden anclarse en la zona traccionada y comprimida con elementos de anclaje como los indicados en la Figura 21. Los anclajes de acuerdo con la Figura 21 c) hasta 21 e) solamente se admiten cuando está garantizada la seguridad contra el descascaramiento del hormigón, mediante un recubrimiento adecuado. Esto se considera cumplido cuando el recubrimiento lateral de los estribos en la zona de anclaje es por lo menos de $3 d_s$ (d_s = diámetro del estribo), con un valor mínimo de 5 cm.

Para recubrimientos menores, la seguridad contra el descascaramiento se debe verificar mediante ensayos. Para la resistencia al corte de los nudos soldados ver la Tabla 4.6, renglón 5.



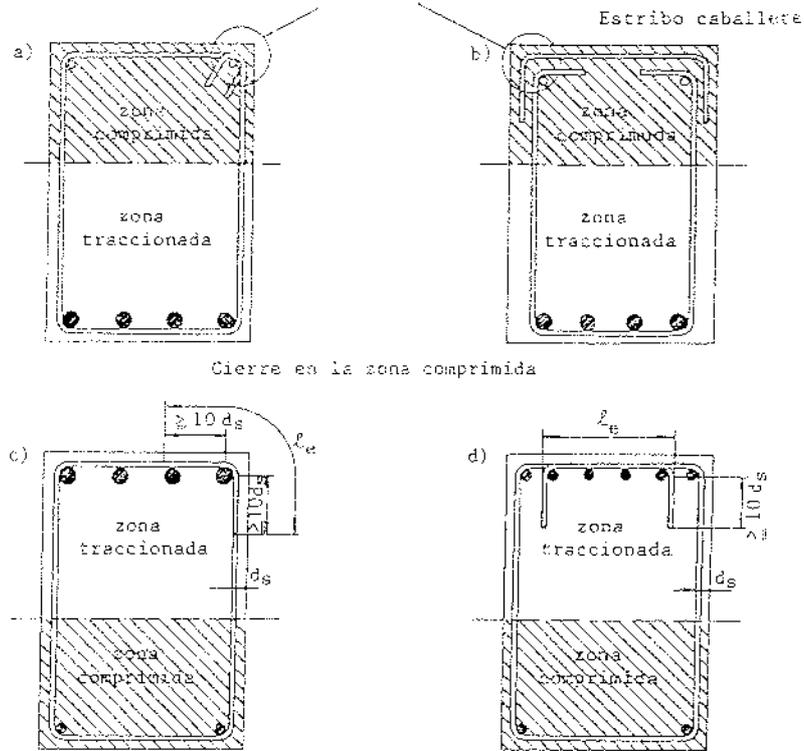
En las vigas, los estribos deben cerrarse en la zona comprimida de acuerdo con las Figuras 22 a) ó 22 b), y en la zona traccionada de acuerdo con las figuras 22 c) ó 22 d).

En las vigas placa, los estribos pueden cerrarse siempre en la zona de la placa mediante barras transversales pasantes, de acuerdo con la Figura 22 e). Para los elementos comprimidos, ver el artículo 25.1.

La separación entre los estribos en la dirección de la armadura flexotraccionada y la separación entre las barras o alambres transversales para cerrar los estribos (Figura 22 e)), así como la separación entre ramas de estribos en la dirección normal a la armadura flexotraccionada, no deben superar los valores de la Tabla 18.9, siendo determinantes los valores menores.

Los empalmes por yuxtaposición de los estribos, en la zona del alma de las vigas, sólo se admiten en el caso de barras o alambres nervurados o en el caso de mallas soldadas formadas por barras nervuradas. La ejecución de los empalmes por yuxtaposición se rige por lo indicado en el artículo 18.6..

Elementos de anclaje según la Figura 21



l_e de acuerdo con el artículo 18.6.3. ó 18.6.4.
 Coeficiente $\alpha_1 = 0,7$ sólo admisible cuando en los extremos de los estribos se disponen ganchos en ángulo recto.

l_e de acuerdo con el artículo 18.6.3. ó 18.6.4. con $\alpha_1 = 0,7$.

Cierre en la zona traccionada

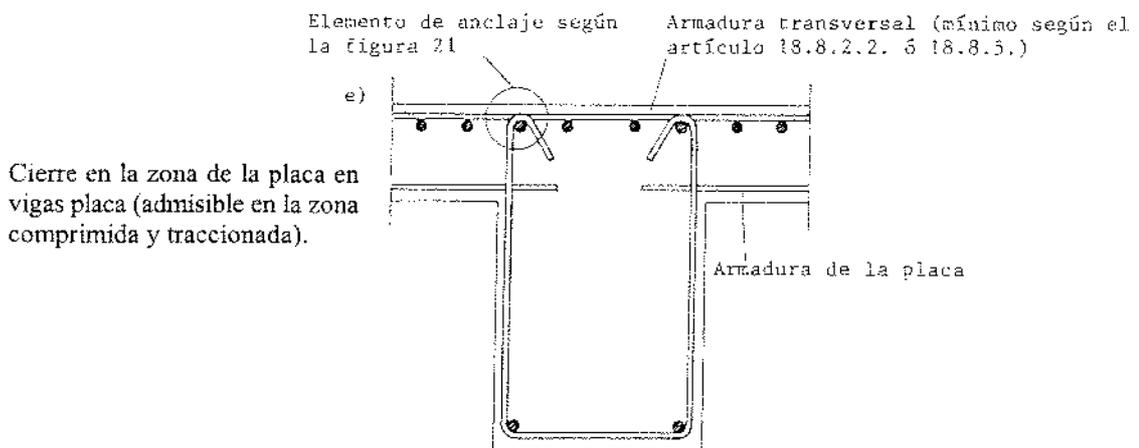


Figura 22. Ejemplos para el cierre de los estribos.

Tabla 18.9. Máxima separación admisible entre estribos y ramas de estribos

	1	2	3
Separación entre estribos en la dirección de la armadura flexotraccionada			
Tipo de elemento estructural y ubicación de la sollicitación de corte	Tensión de dimensionamiento de la armadura de corte		
	$\sigma_s \leq 240 \text{ MPa}$	$\sigma_s \leq 286 \text{ MPa}^{(1)}$	
1	losas en la zona de corte 2	0,6 d ó 80 cm	0,6 d ó 80 cm
2	vigas en la zona de corte 1	0,8 d ₀ ó 30 cm ⁽²⁾	0,8 d ₀ ó 25 cm ⁽²⁾
3	vigas en la zona de corte 2	0,6 d ₀ ó 25 cm	0,6 d ₀ ó 20 cm
4	vigas en la zona de corte 3	0,3 d ₀ ó 20 cm ⁽³⁾	0,3 d ₀ ó 15 cm ⁽³⁾
Separación entre las ramas de los estribos en dirección normal a la armadura flexo-traccionada			
5	espesor del elemento d ó d ₀ ≤ 40 cm	40 cm	
6	espesor del elemento d ó d ₀ > 40 cm	d ó d ₀ ó 80 cm	
(1)	Solamente admisible para estribos y suplementos para corte, formados por mallas soldadas de AM 500 N (IV MN) nervuradas.		
(2)	En vigas con d ₀ < 20 cm y τ ₀ ≤ τ _{0,11} la separación no debe ser menor que 15 cm.		
(3)	La separación entre estribos rige en toda la zona de corte del mismo signo.		

En los elementos premoldeados delgados que se emplean en las construcciones corrientes (de acuerdo con el artículo 2.8.1.), puede emplearse para la ejecución de los estribos, alambre de dureza mecánica de la calidad ATR 500 P y N. En el caso del ATR 500 P, el cálculo debe efectuarse en todos los casos como si se tratase de un acero AL 220.

18.8.2.2. Sección transversal mínima de los estribos

En las vigas, vigas placa y losas nervuradas (para excepciones ver el artículo 17.5.5.) se deben disponer siempre estribos, cuya sección transversal mínima debe determinarse con el valor de

cálculo τ_{est} dado por la ecuación (37),

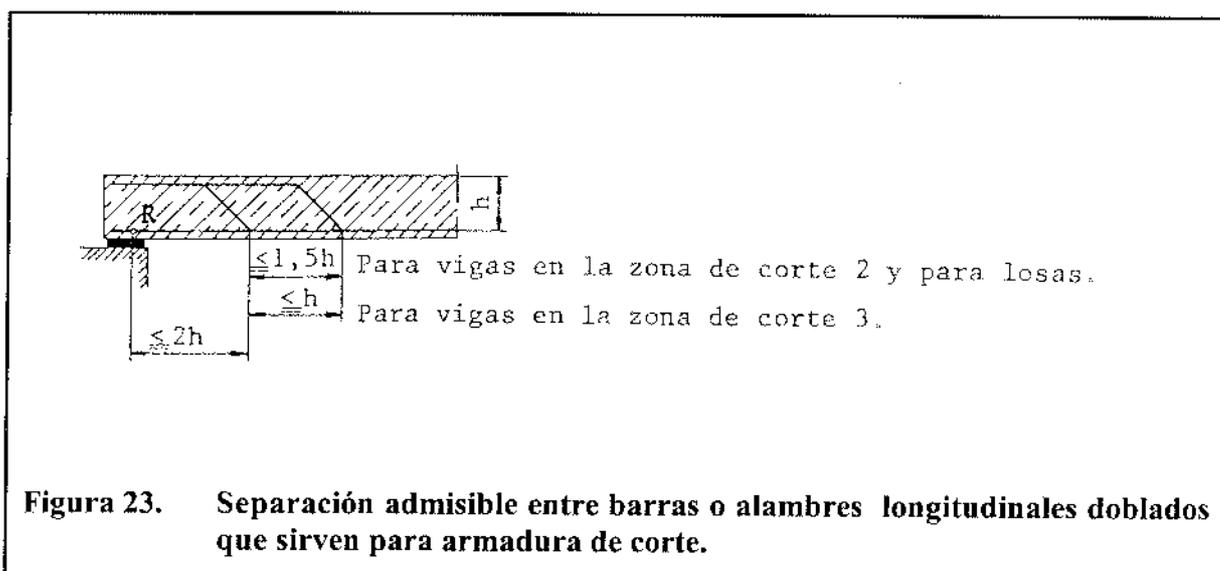
$$\tau_{est} = 0,25 \tau_o \quad (37)$$

siendo:

τ_o el valor básico de la tensión de corte de acuerdo con el artículo 17.5.3..

18.8.3. Barras o alambres doblados

Las barras o alambres doblados pueden considerarse formando parte de la armadura de corte, cuando su distancia al centro teórico del apoyo y su separación en la dirección del eje longitudinal del elemento, sean las indicadas en la Figura 23.



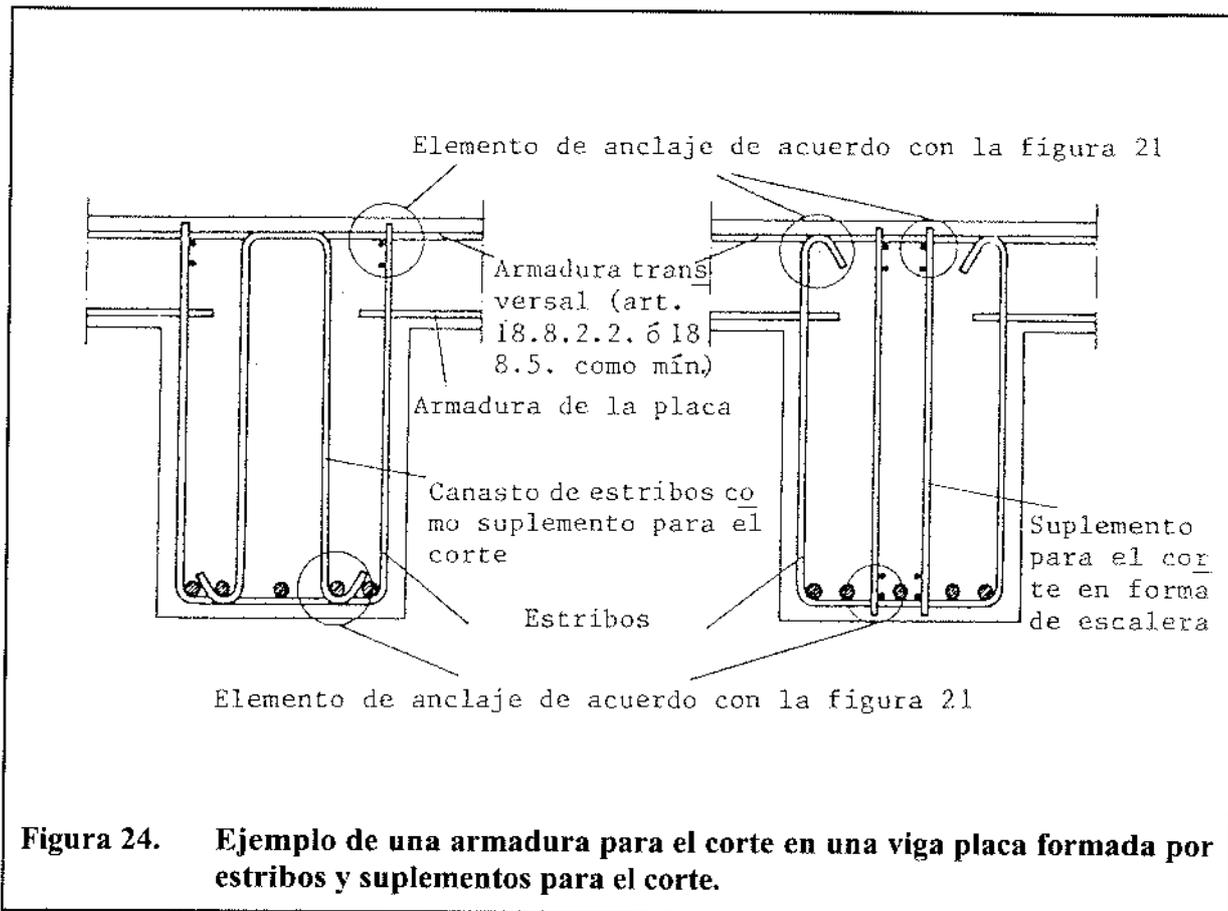
Cuando las barras o alambres doblados, en un corte longitudinal, se disponen en una única posición, se les puede adjudicar como máximo el esfuerzo de corte correspondiente a una zona de longitud igual a **2,0 h**.

Para el anclaje de las barras o alambres doblados, rige el último párrafo del artículo 18.7.3..

En la dirección transversal del elemento constructivo, las barras o alambres doblados se repartirán, lo más uniformemente posible, en el ancho de la sección.

18.8.4. Suplementos para el corte

Los suplementos para el corte son elementos que se utilizan para el armado al corte, que poseen forma de canasto, escalera o guirnalda y que no envuelven a la armadura flexotraccionada (ver la Figura 24). Los mismos deben estar formados por barras o alambres nervurados o por mallas soldadas de alambres nervurados, debiendo en lo posible, distribuirse uniformemente en la sección. Durante el hormigonado deben mantenerse en la posición prefijada.



Los suplementos para el corte deben anclarse como estribos, de acuerdo con el artículo 18.8.2.1. En el caso de los suplementos en forma de guirnalda, el mandril de doblado debe tener un diámetro mínimo $d_{br} = 10 d_s$.

En las zonas de losas con corte $\tau_0 \leq 0,5 \tau_{02}$ puede absorberse el esfuerzo de corte con suplementos de corte exclusivamente, mientras que en las zonas donde la tensión de corte es $\tau_0 > 0,5 \tau_{02}$ sólo pueden utilizarse los suplementos para el corte si se los usa en combinación con estribos, de acuerdo con el artículo 18.8.2..

En el caso de viguetas premoldeadas delgadas (por ejemplo I, T, ó secciones huecas con espesor del alma $b_o \leq 8 \text{ cm}$) pueden emplearse suplementos de corte de una sola rama como única armadura de corte, cuando la zona comprimida y la armadura flexotraccionada están estribadas por separado, de acuerdo con los artículos 18.8.2.2. ó 18.8.5..

La separación entre las barras o alambres de los suplementos para el corte está dada por la Tabla 18.9..

18.8.5. Armadura de enlace con el alma de los cordones traccionados o comprimidos

En el caso de vigas placa, de vigas en forma de I, secciones huecas y otras, las barras traccionadas ubicadas fuera de los estribos (ver el artículo 18.7.1.) como también las placas comprimidas (alas), deberán conectarse al alma mediante una transversal, la que se dispondrá en forma continua pasante sobre el alma.

Las tensiones τ_{oa} , en la unión de la placa con el alma, deben calcularse de acuerdo con el artículo 17.5.. Estas tensiones no deben ser mayores que τ_{o2} .

La armadura necesaria para el anclaje debe calcularse de acuerdo con el artículo 17.5.5., reemplazando τ_o por τ_{oa} .

Esta armadura, en el caso de la sollicitación por corte solamente, debe distribuirse aproximadamente en forma uniforme en la parte superior e inferior de la placa, pudiendo incluirse en ella una armadura existente de losa, que atraviese el alma o esté anclada en la misma con una longitud l_1 de acuerdo con el artículo 18.5.2.2.. Si además de la sollicitación de corte, la placa está sometida también a momentos flexores transversales, es suficiente disponer, además de la armadura correspondiente a esos momentos, el 50% de la armadura de enlace por efecto de la sollicitación de corte, del lado flexotraccionado de la placa.

En elementos constructivos de construcciones corrientes (ver el artículo 2.8.1.) con placas de ambos lados del alma, puede prescindirse de la verificación numérica de la armadura de enlace, siempre que su sección sea por lo menos igual a la mitad de la sección de la armadura de corte en el alma.

Para los cordones comprimidos, no es necesario en estos casos verificar la tensión τ_{oa} en la unión del ala con el alma.

En el caso de incidir una carga concentrada en el extremo de una viga sin viga transversal y si se dispone la armadura flexotraccionada en la placa, la armadura de enlace debe dimensionarse siempre para τ_{oa} y distribuirse en la cara superior e inferior de la placa, en una extensión correspondiente a la mitad del ancho colaborante b_m según el artículo 15.3..

Para la separación máxima admisible entre las barras o alambres de la armadura de enlace rige la Tabla 18.9, renglones 2 hasta 4, donde se debe considerar la tensión de corte en el alma como tensión de referencia.

18.9. OTROS TIPOS DE ARMADURA

18.9.1. Armadura de borde en losas

Los bordes libres, no apoyados de losas y vigas de gran ancho (ver el artículo 17.5.5.), con la excepción de fundaciones y elementos constructivos de construcciones corrientes (según el artículo 2.8.1.) ubicadas en el interior de los edificios, deben reforzarse con una armadura constructiva (por ejemplo estribos en forma de horquilla).

18.9.2. Empotramientos no previstos

Para cubrir los empotramientos no previstos en el cálculo, se debe disponer una armadura apropiada (ver por ejemplo, el artículo 20.1.6.2., tercer párrafo y el artículo 20.1.6.4.).

18.9.3. Esfuerzos de desviación

En los elementos constructivos curvos o quebrados se debe verificar la absorción de los esfuerzos de desviación resultantes del cambio de dirección de los esfuerzos de tracción o compresión. Por regla general, estos esfuerzos de desviación deben cubrirse como armadura suplementaria (por ejemplo estribos, ver las Figuras 25 a) y b)), o mediante una disposición especial de la armadura (por ejemplo, bucles de acuerdo con la Figura 26).

Los acodamientos muy pronunciados ($\alpha \geq 45^\circ$, ver la Figura 26) como ejemplo en las esquinas de los pórticos, deben ejecutarse por regla general con hormigón de resistencia $f'_{ck} = 21 \text{ MPa}$ (210 kgf/cm²) o superior y también con acero nervurado. En caso contrario, las solicitaciones admisibles (de acuerdo con el artículo 17.2.), correspondientes a las secciones adyacentes a las esquinas (ver la Figura 26) deben disminuirse a 2/3, es decir que las solicitaciones de dimensionamiento deben aumentarse 1,5 veces. En los pórticos constituidos por elementos en forma de barra, tanto las vigas, como las columnas deben reforzarse con estribos de en las esquinas. Esto puede realizarse mediante estribos en forma de horquilla entrecruzada ortogonalmente o mediante una armadura equivalente. En las estructuras aporticadas constituidas por elementos en forma de placa (o losas) de debe disponer como mínimo la armadura transversal indicada en los artículos 20.1.6.3. ó 25.5.5.2..

a) Esquinas de pórtico con momento positivo

En los elementos constructivos con un cordón traccionado quebrado (momento flexor positivo, ver la Figura 26), donde el ángulo de acodamiento es $\alpha \geq 45^\circ$, se debe disponer siempre una armadura oblicua A_{ss} , cuando sea necesario desviar un momento flexor que corresponda a una cuantía $\mu \geq 0,4\%$. En este caso μ es el mayor de los porcentajes de armadura de los dos elementos constructivos concurrentes a la esquina. Si

- $\mu \leq 1 \%$, el valor A_{ss} debe corresponder como mínimo, a la mitad de la mayor de las armaduras concurrentes al nudo.

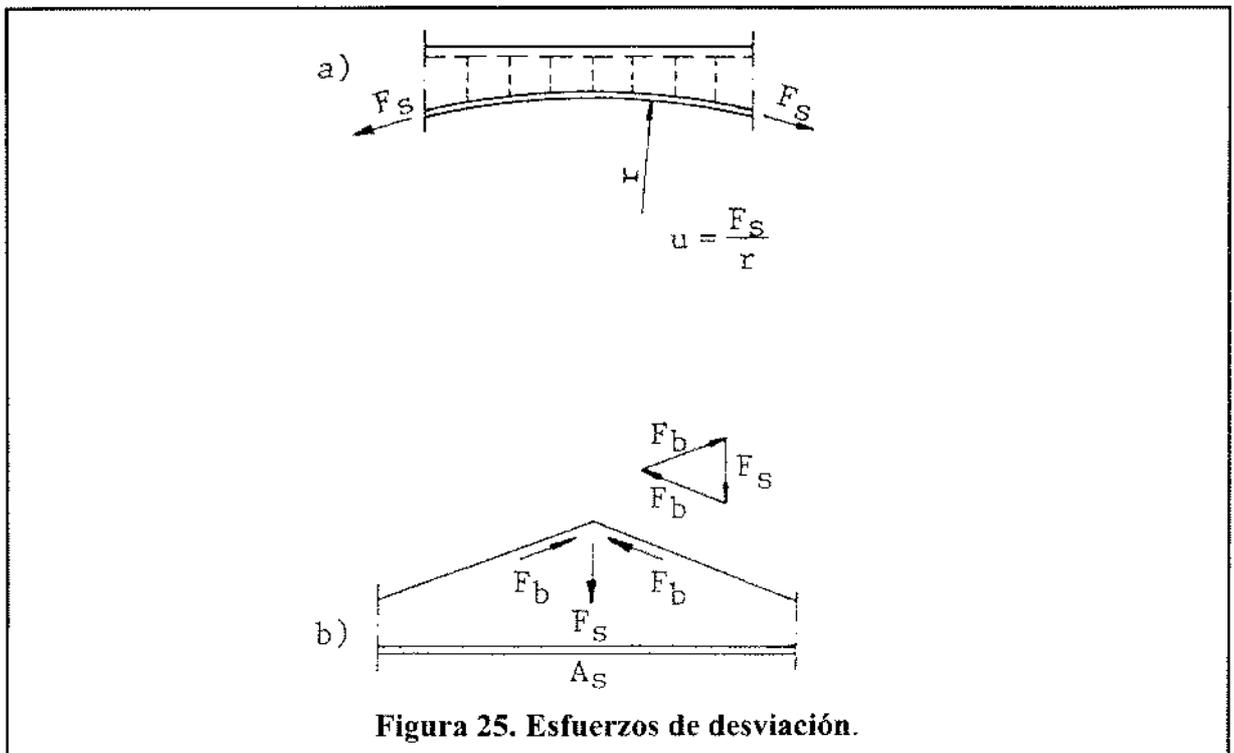
- $\mu > 1 \%$, el valor A_{ss} debe corresponder como mínimo a la totalidad de la mayor de las armaduras concurrentes al nudo.

Si el ángulo de acodamiento es $\alpha \geq 100^\circ$ debe disponerse un acartelamiento para la ubicación de la armadura oblicua, debiendo ser siempre A_{ss} igual a la armadura total correspondiente al momento que se debe desviar.

En los elementos constructivos de un espesor (altura), aproximado hasta $d = 100 \text{ cm}$, es suficiente, para absorber los esfuerzos de desviación, un desarrollo en forma de bucle de las dos armaduras traccionadas rodeando la zona comprimida, de acuerdo con la Figura 26. Cuando los elementos tienen mayor espesor, o cuando no se opte por la disposición en forma de bucle, la totalidad de los esfuerzos de desviación debe absorberse con estribos o mediante una armadura equivalente u otras medidas.

Se puede prescindir de la verificación de las longitudes de anclaje para las armaduras traccionadas, si se respetan las indicaciones de la Figura 26 y la disposición de la armadura con forma de bucle. En todos los demás casos, las armaduras deben anclarse desde el punto de cruce A con la longitud ℓ_0 de acuerdo con la ecuación (32).

Cuando la disposición de la armadura no se efectúa en forma de bucle, se debe disponer una armadura distribuida en el ancho de la sección a lo largo del borde exterior comprimido del acodamiento, la que debe anclarse en los elementos concurrentes en la esquina con la longitud ℓ_0 de acuerdo con el artículo 18.5.2.1..



d_{br} según la
Tabla 18.4.
renglón 5 ó 6.
 d_1 o $d_2 \leq 100$ cm
Secciones para el
dimensionamiento:
1-1 y 2-2. No se
indica la armadura
transversal ni los
estribos

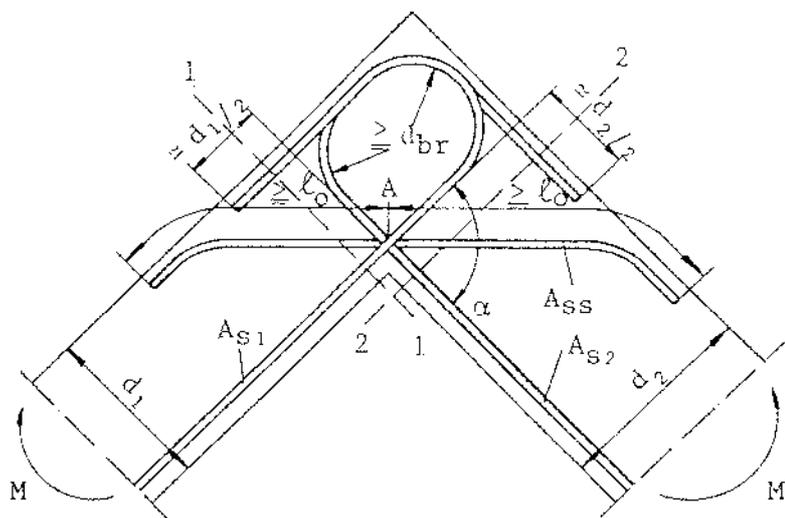


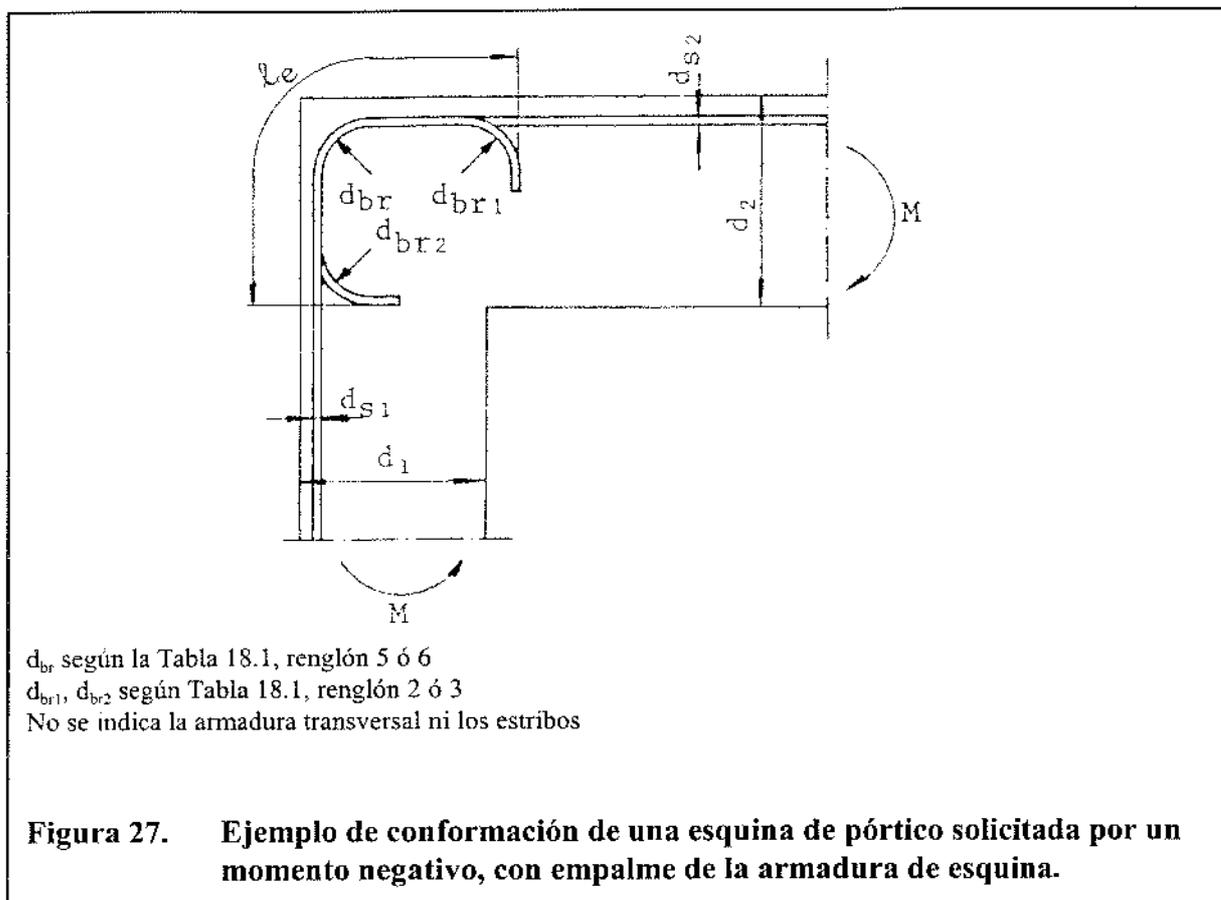
Figura 26. Ejemplo de conformación de una esquina de pórtico solicitada por un momento positivo y con una disposición de la armadura en forma de bucle.

b) Esquinas de pórticos con momento negativo

Cuando en las esquinas de pórticos solicitados por un momento flexor negativo, se empalme la armadura de la zona de la esquina, la longitud de empalme l_e (ver el artículo 18.6.3.) puede calcularse de acuerdo con la Figura 27.

En este caso, se podrá considerar el coeficiente $\alpha_1 = 0,7$, sólo cuando en los extremos de las barras se dispongan ganchos o ganchos en ángulo recto. Para la armadura transversal rige el artículo 18.6.3.4..

En el caso de las esquinas de pórticos con altura $d > 70$ cm, se exige la armadura adicional para la limitación de la fisuración prevista para almas de gran altura en el artículo 21.1.2..



18.10. REGLAS ESPECIALES PARA ALGUNOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN PARTICULAR

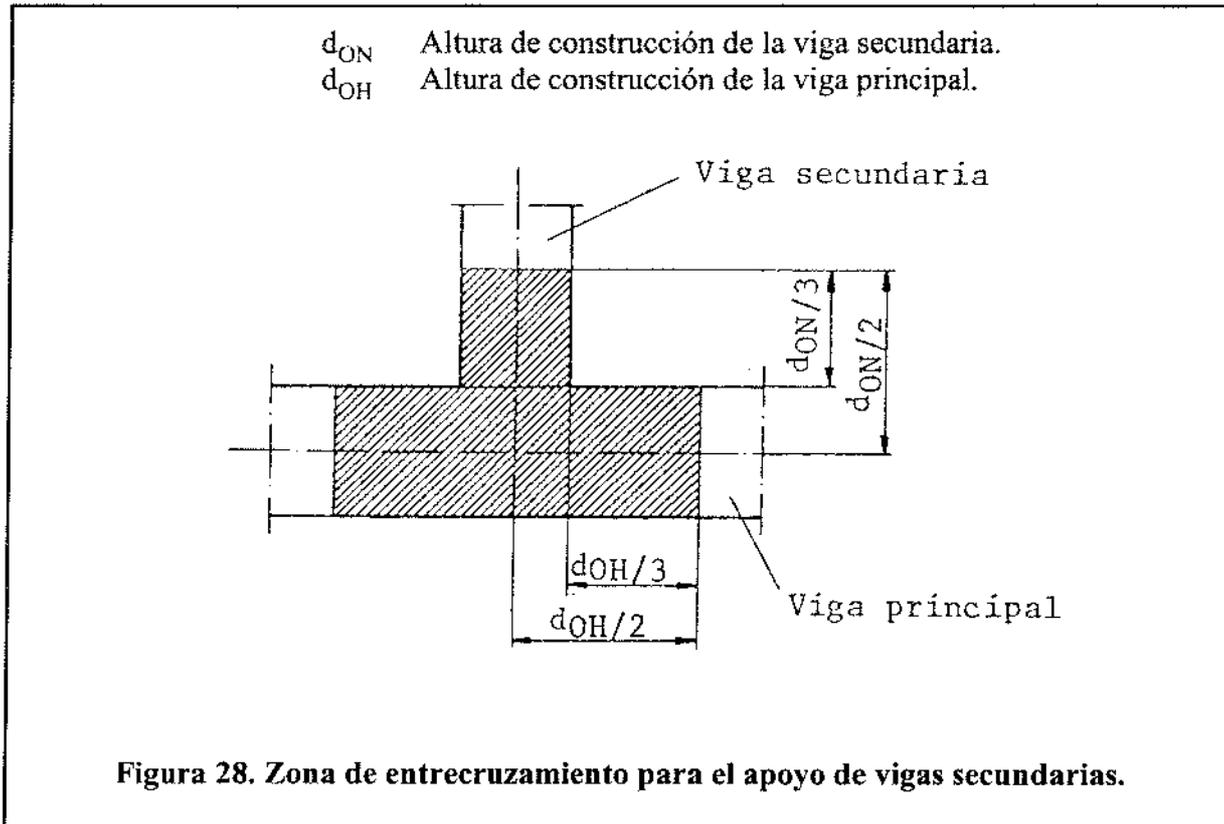
18.10.1. Losas y vigas en voladizo

La armadura flexotraccionada debe anclarse en el elemento empotrante según el artículo 18.5. ó, según las circunstancias, empalmarse con la armadura del mismo según el artículo 18.6.. Si existen cargas concentradas en el extremo libre del voladizo, la armadura debe anclarse de acuerdo con el artículo 18.7.4., ecuaciones (34) a (36).

En el extremo de una losa en voladizo debe disponerse siempre en la cara inferior una armadura transversal de borde constructiva. Para sobrecargas $p > 5 \text{ kPa}$ (500 kgf/m^2), se debe disponer una armadura transversal inferior de acuerdo con el artículo 20.1.6.3. (primer párrafo). Cuando se trata de cargas concentradas, ver el artículo 20.1.6.3. (cuarto párrafo).

18.10.2. Apoyo de vigas secundarias

La carga de una viga secundaria que apoya dentro de una viga principal (apoyo indirecto) debe ser absorbida mediante una armadura de estribos de suspensión o de barras inclinadas. La mayor parte de esa armadura de suspensión debe colocarse en el entrecruzamiento propiamente dicho de las dos vigas. Los estribos de suspensión o las barras inclinadas deben dimensionarse para absorber la totalidad de la carga transmitida por la viga secundaria a la principal.



La armadura de corte existente en la zona de entrecruzamiento (ver la Figura 28), puede considerarse formando parte de la armadura de suspensión, si la viga secundaria penetra con toda su altura, en la viga que le sirve de soporte. Los estribos de suspensión deben anclarse de acuerdo con el artículo 18.8.2. y las barras inclinadas según el artículo 18.7.3., (último párrafo).

Puede considerarse la mayor de las zonas de entrecruzamiento definidas por la Figura 28.

18.10.3. Cargas suspendidas

En el caso de cargas suspendidas, los dispositivos de suspensión deben anclarse con la longitud necesaria de anclaje l_1 , de acuerdo con el artículo 18.5., en la mitad de la sección alejada de la carga o empalmarse con estribos de acuerdo con el artículo 18.6..

18.10.4. Disposición de las armaduras en elementos torsionados

Para la armadura de torsión exigida por el artículo 17.5.6. debe utilizarse, preferentemente, un sistema de barras ortogonales, formado por estribos (ver el artículo 18.8.2.) y barras longitudinales. Los estribos deben cerrarse en vigas y vigas placa, de acuerdo con las Figuras 22 c) ó d); o empalmarse en la zona del alma, de acuerdo con el artículo 18.6..

La separación entre estribos en la zona solicitada a la torsión no debe ser mayor que $u_k/8$ ó 20 cm, siendo u_k el perímetro medido en la línea media de una estructura espacial imaginaria de acuerdo con el artículo 17.5.6..

Las barras o alambres longitudinales deben anclarse en la zona de introducción de la sollicitación de torsión, de acuerdo con el artículo 18.5.. Estas pueden distribuirse uniformemente en el perímetro o concentrarse en las esquinas. Su separación, no obstante, no debe ser mayor que 35 cm.

Cuando actúan simultáneamente sollicitaciones de corte y torsión, y si la armadura de corte está formada por estribos y suplementos para el corte, puede atribuirse la sollicitación de torsión a los estribos y la sollicitación por corte a los suplementos para el corte.

18.11. PAQUETES DE BARRAS

18.11.1. Principios básicos

Los "paquetes de barras" constan de dos o tres barras individuales, de diámetro $d_s \leq 28$ mm, que están en contacto, y que para el montaje y hormigonado se mantienen juntas mediante medidas apropiadas. Su utilización sólo se admite cuando las barras componentes son de acero nervurado.

Mientras no se indique lo contrario, valen los artículos 18.1. hasta 18.10. sin modificaciones, debiendo introducirse en todas las verificaciones en lugar del diámetro d_s de la barra individual, el diámetro equivalente d_{sv} del paquete. El diámetro equivalente es el de una barra individual de sección equivalente a la del paquete. Si "n" es el número de barras del paquete de diámetro d_s , el diámetro equivalente resulta $d_{sv} = d_s \cdot \sqrt{n}$.

En los elementos constructivos con tracción predominante (excentricidad relativa $\frac{e}{d} \leq 0,5$) el diámetro equivalente no puede ser mayor que $d_{sv} = 36$ mm.

18.11.2. Disposición, separación, recubrimiento

La disposición de las barras en el paquete, así como los valores mínimos del recubrimiento c_{sb} y de la luz libre entre los paquetes a_{sb} , se rigen de acuerdo con lo indicado en la Figura 29. Para el recubrimiento de la armadura de piel (ver el artículo 18.11.3.) rige el artículo 12.2..

Mínima separación mutua:

$$a_{sb} \geq d_{sv}$$

$$a_{sb} \geq 2 \text{ cm}$$

Recubrimiento mínimo:

$$c_{sb} \text{ según la Tabla 12.1 y } \geq d_{sv}$$

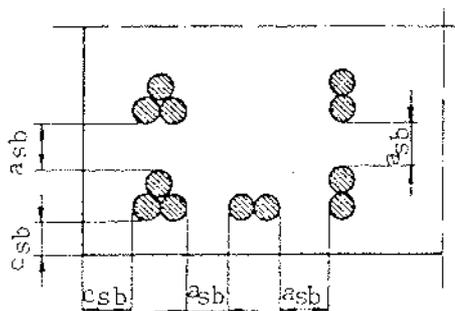


Figura 29. Disposición, separación mínima y recubrimiento mínimo en paquetes de barras.

18.11.3. Limitación del ancho de fisuras

Si fuera necesario realizar un control de la fisuración según lo indicado en el artículo 17.6.1., éste se llevará a cabo, en el caso de paquetes de barras con $d_{sv} \leq 36 \text{ mm}$, con el diámetro equivalente d_{sv} .

En los elementos constructivos solicitados predominantemente a flexión, con paquetes de barras de diámetro $d_{sv} > 36 \text{ mm}$, debe disponerse siempre una armadura de piel en la zona traccionada del elemento constructivo, para obtener un comportamiento apropiado frente a la fisuración. En este caso puede prescindirse de la verificación del ancho de fisuración según el artículo 17.6..

Como armadura de piel se admiten únicamente las mallas soldadas de alambres nervurados (*), donde la separación entre alambres longitudinales y entre alambres transversales sea como máximo igual a 10 cm. La sección de la armadura de piel en la dirección de los paquetes de barras, está dada por la ecuación (38), y en sentido transversal a ésta, debe ser por lo menos de $2,0 \text{ cm}^2/\text{m}$.

$$a_{sh} \geq 2 c_{sb} \text{ expresados en cm}^2/\text{m} \quad (38)$$

siendo:

- a_{sh} la sección de la armadura de piel en la dirección de los paquetes de barras, expresada en cm^2/m ;
- c_{sb} el recubrimiento de los manojos de barras, expresado en cm.

- (*) Pueden usarse eventualmente también mallas soldadas de alambres no nervurados. En este caso se recomienda una separación entre barras menor de 10 cm y duplicar los valores de a_{sh} a $4c_{sb}$ y a $4 \text{ cm}^2/\text{m}$ en la dirección transversal.

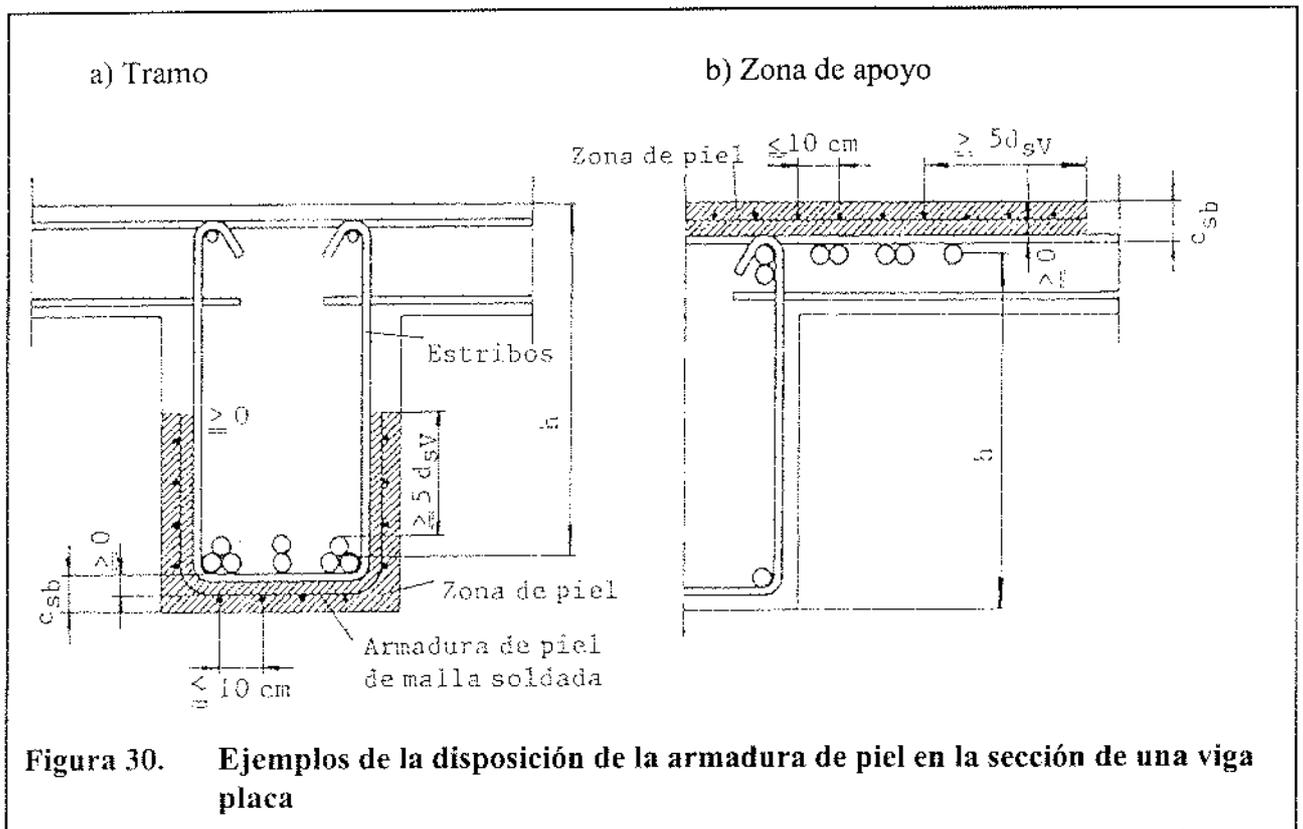


Figura 30. Ejemplos de la disposición de la armadura de piel en la sección de una viga placa

La armadura de piel debe exceder en una extensión mínima de por lo menos $5 d_{sV}$, la capa más interna de los paquetes de barras (ver la Figura 30 a)); en la zona de apoyo de vigas placa, dicha magnitud se extenderá, a partir del paquete más alejado (ver la figura 30 b)). Las armaduras de piel pueden incluirse en las armaduras a flexión, corte y transversal, siempre que cumplan las condiciones exigidas para éstas. Los empalmes de las barras longitudinales deben efectuarse siempre siguiendo como mínimo, las reglas correspondientes a las barras transversales según los artículos 18.6.3. ó 18.6.4.4..

18.11.4. Anclaje de paquetes de barras

Los paquetes de barras solicitados a tracción, independientemente de d_{sV} , pueden terminar en un solo lugar, detrás de los apoyos extremos/intermedios, sin desplazamiento entre las barras individuales. Cuando d_{sV} es ≤ 28 mm, pueden terminar en estas condiciones también antes de llegar al apoyo. Cuando d_{sV} es > 28 mm, el anclaje de un paquete de barras antes de llegar al apoyo debe hacerse desplazando mutuamente los extremos de las barras en la dirección longitudinal (ver las Figuras 31 ó 32).

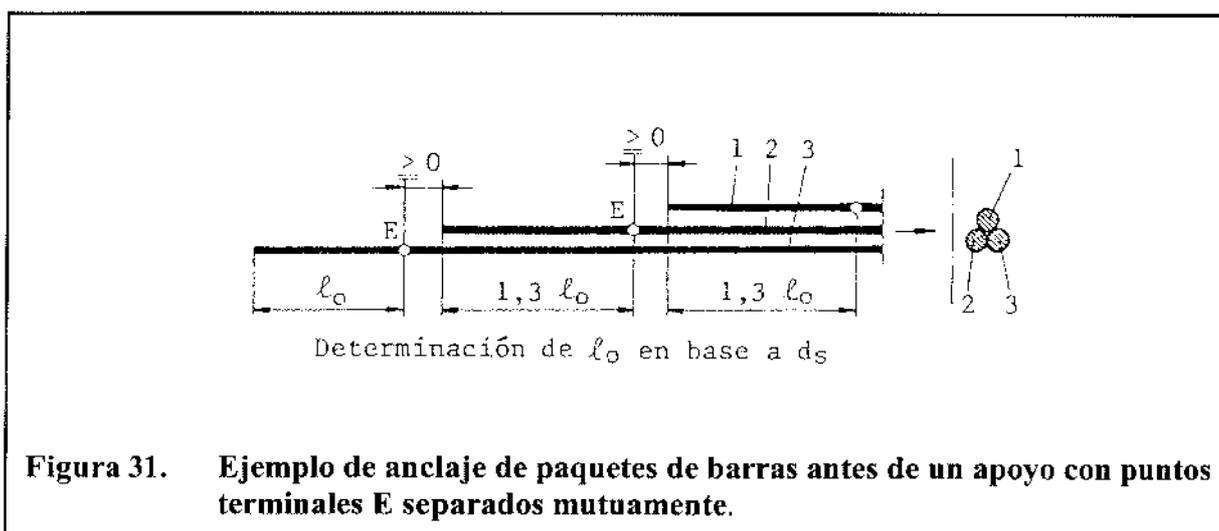
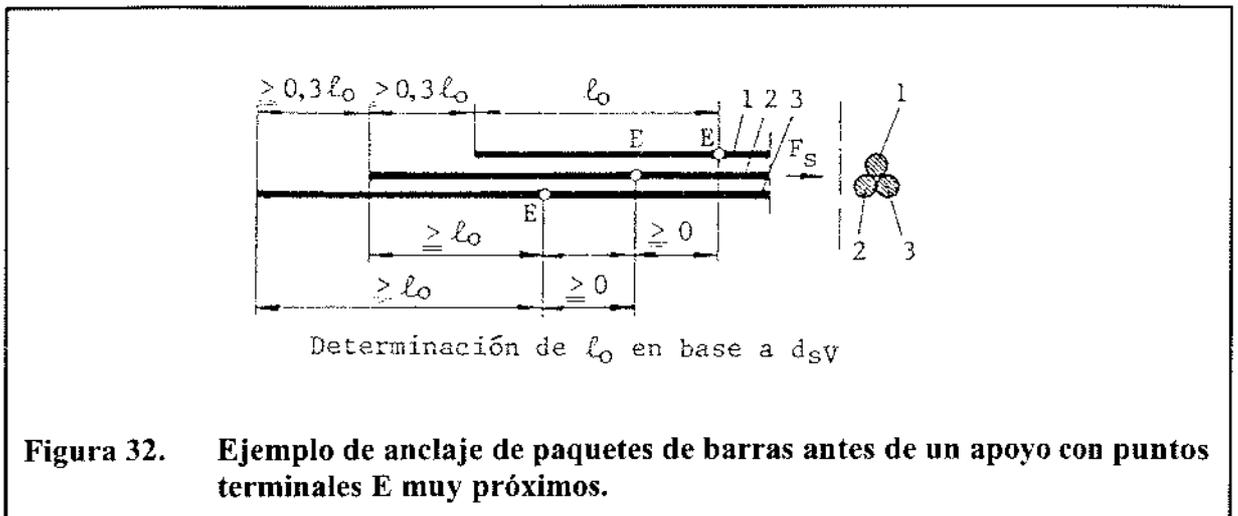


Figura 31. Ejemplo de anclaje de paquetes de barras antes de un apoyo con puntos terminales E separados mutuamente.

En el caso del anclaje de las barras de acuerdo con la Figura 31, puede considerarse para el cálculo de la longitud de anclaje, el diámetro de la barra individual d_s ; en todos los demás casos se debe calcular con d_{sV} .

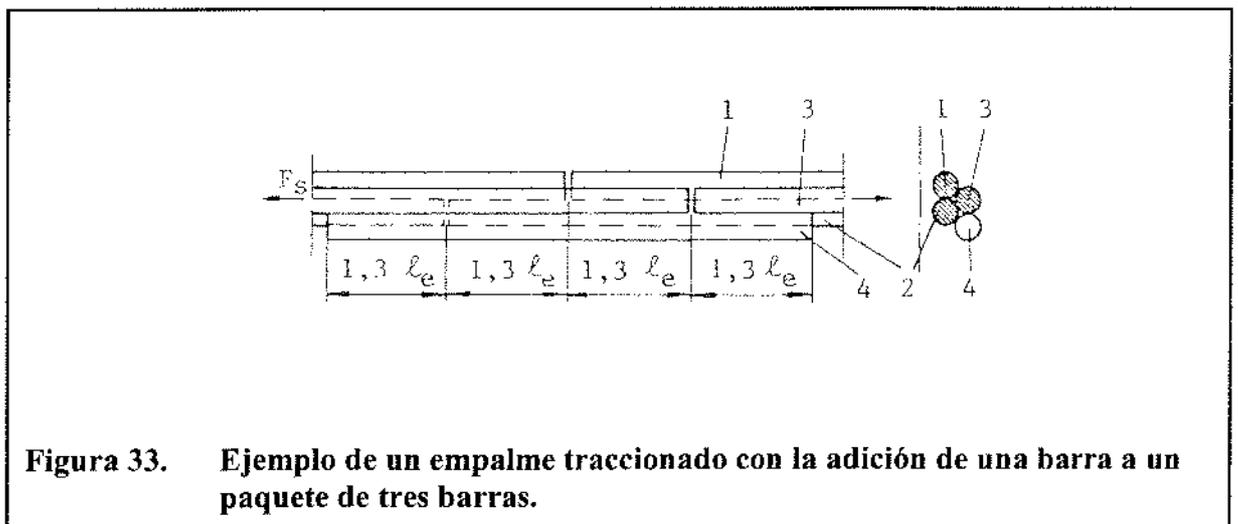
En el caso de paquetes de barras solicitados a compresión, todas las barras pueden terminar en un mismo lugar. A partir de un diámetro equivalente $d_{sV} > 28$ mm se debe disponer en los extremos del paquete como mínimo, cuatro estribos de diámetro $d_s = 12$ mm, siempre que la presión en la punta no sea absorbida con otras medidas (por ejemplo: ubicación de los extremos de las barras dentro de una losa); en ese caso se debe disponer de un estribo por delante de los extremos de las barras.



18.11.5. Empalmes de paquetes de barras

La longitud de empalme ℓ_e se calcula de acuerdo con el artículo 18.6.3.2. ó 18.6.3.3.. Los paquetes de barras constituidos por dos barras, con $d_{sv} \leq 28 \text{ mm}$, pueden empalmarse sin desplazamiento en la dirección longitudinal de las barras individuales: el cálculo de ℓ_e se debe hacer en función de d_{sv} .

En paquetes de barras formados por dos barras, con $d_{sv} \geq 28 \text{ mm}$, o en paquetes de barras de tres barras, cada una de ellas debe empalmarse, con desplazamiento mutuo en la dirección longitudinal de una longitud mínima de $1,3 \ell_e$ (ver la Figura 33), pero en cada corte de un paquete empalmado puede haber como máximo cuatro barras. El cálculo de ℓ_e debe hacerse en función del diámetro de las barras individuales.



18.11.6. Estribado de los paquetes de barras sometidos a compresión

Para emplear paquetes de barras con $d_{sv} \geq 28 \text{ mm}$ como armadura comprimida, apartándonos del artículo 25.2.2.2., el diámetro mínimo de los estribos individuales o helicoidales debe ser de 12 mm.

ANEXOS AL CAPITULO 18

INDICE

18.5.1.	ANCLAJE MEDIANTE BARRAS SOLDADAS	A.18 - 1
18.6.3.2.	LONGITUD DE EMPALME l_e EN EMPALMES TRACCIONADOS	A.18 - 1
18.6.3.4.	ARMADURA TRANSVERSAL EN LA ZONA DE EMPALMES POR YUXTAPOSICION DE BARRAS Y ALAMBRES PORTANTES	A.18 - 2

ANEXOS AL CAPITULO 18

18.5.1. ANCLAJES MEDIANTE BARRAS SOLDADAS

Se deberá cuidar la resistencia al corte de la soldadura (ver la Tabla 4.6, renglón 5); y además la relación entre los diámetros de las barras que forman el anclaje debe estar comprendida entre 0,7 y 1,4.

18.6.3.2. LONGITUD DE EMPALME ℓ_e EN EMPALMES TRACCIONADOS

De acuerdo con la Tabla 18.4., los coeficientes α_e para empalmes en la zona de adherencia II pueden llegar al 75% de los valores para la zona de adherencia I. Esto está justificado debido a que la disminución de la resistencia de los empalmes, de la zona de adherencia II frente a la zona I es menor que en los anclajes. En los empalmes es determinante básicamente la resistencia del hormigón a tracción, en cambio en el caso de los anclajes lo es el deslizamiento en el comienzo del anclaje. Esto resulta influenciado más nítidamente por la ubicación de la barra que por la resistencia del hormigón a tracción. Por lo tanto es suficiente con aumentar las longitudes de empalme en 1,5 veces los valores para la zona de adherencia I. Dado que la longitud de empalme se calcula en base a la longitud de anclaje, se obtiene la siguiente relación:

$$\ell_e (II) = \alpha_e (II) \cdot \ell_1 (II) = \alpha_e (II) \cdot 2 \cdot \ell_1 (I) \quad (1)$$

$$\ell_e (II) = 1,5 \cdot \ell_e \cdot (I) = 1,5 \alpha_e (I) \cdot \ell_1 (I) \quad (2)$$

Igualando (1) y (2) se obtiene:

$$\alpha_e (II) = \frac{1,5 \cdot \alpha_e (I) \cdot \ell_1 (I)}{2 \cdot \ell_1 (I)} = 0,75 \alpha_e (I)$$

18.6.3.4. ARMADURA TRANSVERSAL EN LA ZONA DE EMPALMES POR YUXTAPOSICION DE BARRAS Y ALAMBRES PORTANTES

Las disposiciones citadas en el texto de este artículo se resumen en la Tabla A.18.1..

Tabla A.18.1. Armadura transversal en empalmes por yuxtaposición de barras y alambres resistentes.

	1	2	3	4	5	6
	Posición de las barras o alambres empalmados	Diámetro de la barra o alambre d_s mm	% de empalmes	Separación entre empalmes vecinos	Armadura transversal	
					Cálculo	Disposición
1	adyacente	< 16	cualquiera	cualquiera	constructiva	
2		≥ 16	≤ 20			
3		≥ 16	> 20 ≤ 50	cualquiera	$\sum A_s$, trans. ≥ 1 A_s ⁽¹⁾	externa
4				≥ 10 d_s < 10 d_s		externa
5				< 10 d_s		en forma de estribos
6				< 10 d_s Desplazamiento longitudinal = 0,5 l_d		externa
7	yuxtapuesta	cualquiera		$\sum A_s$, trans. ≥ $\sum A_s$ ⁽²⁾		en forma de estribos

(1) A_s = sección transversal de una barra o alambre empalmado.
(2) $\sum A_s$ = sección transversal de todas las barras o alambres empalmados.

CAPITULO 19 - ELEMENTOS PREMOLDEADOS DE HORMIGON

Este Capítulo se encuentra en preparación. Se advierte al lector que se han reservado para las figuras que lo ilustrarán los números 34 a 39 inclusive.

CAPITULO 20 - LOSAS Y ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS SIMILARES A LOSAS

20.1. LOSAS

20.1.1. Definición y tipos de losas

Las losas son estructuras resistentes planas, cargadas perpendicularmente a su plano. Pueden tener apoyos lineales y también apoyos puntuales.

La forma y la disposición de los bordes o de los puntos de apoyo, determinan la magnitud y dirección de las solicitaciones internas de las losas. Los artículos que siguen se refieren a las losas rectangulares. Estas disposiciones también son aplicables a las losas apoyadas linealmente pero que tengan forma distinta a la rectangular (por ejemplo, losas trapeciales, losas circulares, etc.). Para losas apoyadas en puntos, o en puntos y linealmente, ver el Capítulo 22..

Las losas, de acuerdo con su comportamiento estático, se dividen en losas armadas en una dirección y losas armadas en dos direcciones.

Las losas armadas en una dirección transmiten la carga esencialmente en la dirección de la luz de cálculo. Las solicitaciones normales a la luz de cálculo, originadas por el impedimento de la deformación transversal, por la distribución de cargas puntuales o lineales, o por un apoyo paralelo a la dirección de la luz no considerado en el cálculo, no necesitan ser verificadas. Dichas solicitaciones deben, no obstante, considerarse mediante disposiciones constructivas (ver el artículo 20.1.6.3.).

En las losas armadas en dos direcciones, se considera que ambas direcciones intervienen en la transmisión de las cargas. Las losas rectangulares apoyadas en los cuatro bordes, cuya luz mayor no excede de dos veces la luz menor, así como el caso de losas rectangulares apoyadas en tres bordes o en dos bordes vecinos, deben por lo general calcularse y ejecutarse como losas armadas en dos direcciones.

Si para simplificar el sistema estático, las losas se calculan como armadas en una dirección, las solicitaciones originadas por la acción portante despreciada deben considerarse mediante una armadura constructiva adecuada.

En las losas aligeradas deben considerarse especialmente los artículos 17.5. (corte), 22.5. (punzonado), 20.1.5. y 20.1.6.4. (levantamiento de las esquinas).

Con respecto a la luz de cálculo, ver el artículo 15.2..

20.1.2. Apoyos

La profundidad del apoyo debe elegirse de tal modo que no se sobrepasen las tensiones admisibles en la junta de contacto (para hormigón ver los artículos 17.3.3. y 17.3.4.) y que pueda ubicarse adecuadamente la longitud de anclaje necesaria de la armadura (ver los artículos 18.7.4. y 18.7.5.).

La profundidad mínima de apoyo debe ser:

- | | |
|---|------|
| a) sobre mampostería y sobre hormigón H-4 ó H-8. | 7 cm |
| b) sobre elementos constructivos de hormigón H-13 a H-47 y sobre acero. | 5 cm |
| c) sobre vigas de hormigón armado y sobre vigas de acero, cuando el desplazamiento lateral de los apoyos está impedido constructivamente y las luces de las losas no son mayores que 2,5 m. | 3 cm |

No se admiten apoyos "en seco" (sin interposición de mortero) sobre superficies en pendiente (por ejemplo, alas de perfiles).

20.1.3. Espesor de la losa

El espesor de la losa debe ser como mínimo:

- | | |
|--|-------|
| a) en general | 7 cm |
| b) para losas con tránsito de automóviles | 10 cm |
| para losas con tránsito de vehículos más pesados | 12 cm |
| c) para losas que sólo excepcionalmente son transitadas (por ejemplo durante reparaciones, trabajos de limpieza en losas de techo) | 5 cm |

Con respecto a la relación entre el espesor de la losa y la flecha admisible ver el artículo 17.7..

20.1.4. Distribución de cargas puntuales, lineales y rectangulares en losas armadas en una dirección

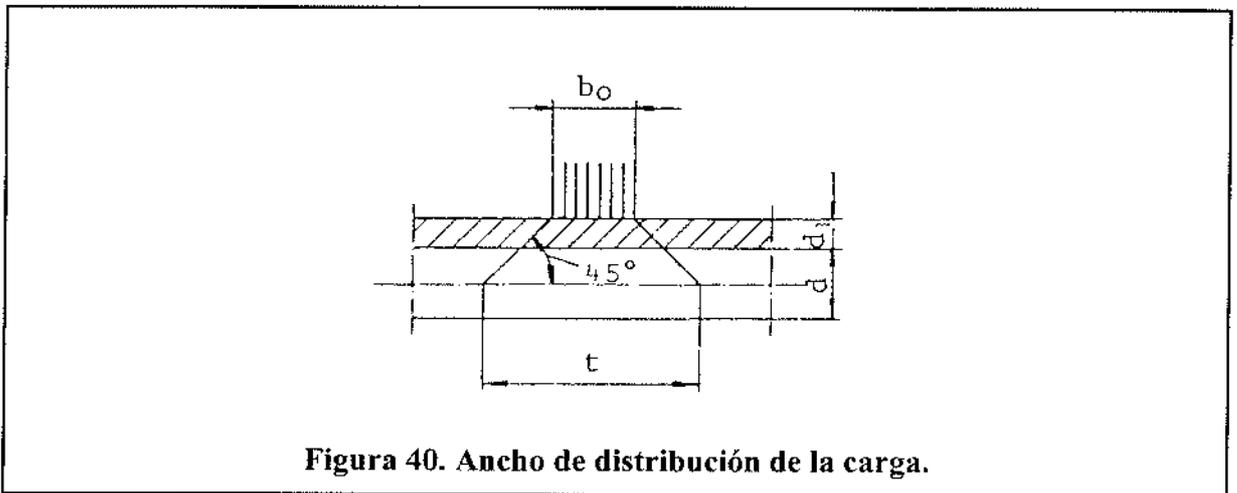
Si no se efectúa una verificación más exacta, el ancho colaborante b_m perpendicular a la dirección portante, puede determinarse de acuerdo con el Cuaderno 240 (ver el artículo 1.2.4), para el caso de cargas puntuales, lineales y rectangulares uniformemente distribuidas.

El ancho de distribución de la carga, "t", puede considerarse igual a:

$$t = b_0 + 2 d_1 + d \quad (41)$$

siendo:

- b_0 el ancho de aplicación de la carga;
- d_1 el espesor de la carpeta de distribución (contrapiso-piso);
- d el espesor de la losa.



Para el cálculo del momento flexor rige:

$$m = \frac{M}{b_m} \quad (42)$$

Para el cálculo del esfuerzo de corte rige:

$$q = \frac{Q}{b_m} \quad (43)$$

siendo:

- M el máximo momento de viga (momento de tramo M_F o momento de apoyo M_s , por efecto de la carga distribuida uniformemente sobre la longitud t);
- m el momento de la losa por metro de ancho;
- Q el esfuerzo de corte de la viga en el apoyo;
- q el esfuerzo de corte de la losa en el apoyo, por metro de ancho;
- b_m el ancho colaborante de la carga en la sección de máximo momento de tramo o de apoyo, respectivamente;
- t el ancho de distribución de la carga.

El ancho colaborante de la losa no debe adoptarse mayor que el ancho real posible (por ejemplo, en el caso de una carga cercana al borde libre de una losa, ver la Figura 41).

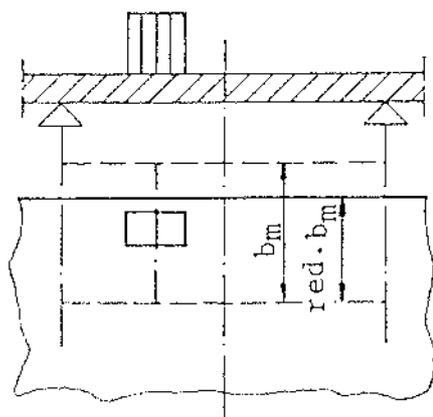


Figura 41. Ancho colaborante reducido de cargas cercanas al borde.

Para la verificación del punzonado rige el artículo 22.5..

20.1.5. Solicitaciones

Para la determinación de las solicitaciones en las losas de cualquier forma y tipo de apoyo rigen las especificaciones del Capítulo 15. Son admisibles procedimientos aproximados que se sitúen del lado de la seguridad, por ejemplo, para losas rectangulares armadas en las dos direcciones, el cálculo puede efectuarse, aproximadamente, igualando las máximas flechas de dos franjas que se cruzan. Para la determinación de las solicitaciones originadas por cargas puntuales, lineales y rectangulares, se puede calcular el ancho colaborante de la carga de acuerdo con el Cuaderno

240 (ver el artículo 1.2.4.).

Los momentos de tramo determinados según la teoría de las placas, deben incrementarse adecuadamente (ver el Cuaderno 240) en los siguientes casos:

- a) si las esquinas no están aseguradas contra el levantamiento;
- b) si en las esquinas en que convergen dos bordes libremente apoyados (o un borde empotrado y otro libremente apoyado), no se ha previsto ningún refuerzo de esquina de acuerdo con el artículo 20.1.6.4.;
- c) si en las esquinas existen aberturas que disminuyen notablemente la rigidez a torsión de las losas.

Puede admitirse que las esquinas están suficientemente aseguradas contra el levantamiento, si por lo menos uno de los lados de la losa convergente a la esquina considerada, está unida al apoyo de la losa, o a la losa contigua, con rigidez a flexión, o si existe un contrapeso suficiente sobre el apoyo, es decir, por lo menos $1/16$ de la carga correspondiente a la losa.

Las losas cruzadas continuas (ver el Cuaderno 240) en las cuales la relación entre las luces $l_{mín}/l_{máx}$ en la dirección de continuidad no es menor que 0,75, pueden considerarse con empotramiento perfecto para la determinación de los momentos en los apoyos. Los momentos máximos y mínimos en el tramo pueden determinarse mediante la hipótesis de empotramiento perfecto para la carga $q' = g + p/2$ en todos los tramos, y de libre articulación de los apoyos bajo la carga $q'' = \pm p/2$ colocada en damero.

Las reacciones transmitidas a las vigas por las losas cruzadas cargadas uniformemente y que se utilizan para determinar las sollicitaciones en dichas vigas, pueden calcularse en base a las cargas que se obtienen subdividiendo la superficie de la losa en trapecios y triángulos de acuerdo con la Figura 42.

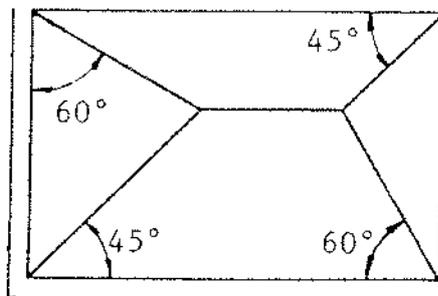


Figura 42. Distribución de la carga para la determinación de las reacciones de apoyo.

Cuando a una esquina concurren dos bordes de losa con iguales condiciones de apoyo, el ángulo divisorio de la superficie de carga es de 45° . Si concurren un borde empotrado y un borde libremente apoyado, el ángulo de repartición de la carga es de 60° en correspondencia con el lado empotrado.

En el caso de empotramiento parcial, pueden admitirse ángulos entre 45° y 60° .

20.1.6. Armaduras

20.1.6.1. Exigencias generales

Si no se determina la armadura mediante un cálculo más exacto, se deben observar las siguientes directivas para el armado, además de lo especificado en el Capítulo 18.

20.1.6.2. Armadura principal

En losas sin armadura de corte, la armadura longitudinal sólo puede escalonarse de acuerdo con el diagrama de momentos (ver el artículo 18.7.2.) cuando el valor básico

$$\tau_0 \leq k_1 \cdot \tau_{011}$$

ó

$$\tau_0 \leq k_2 \cdot \tau_{011}$$

siendo:

τ_{011} de acuerdo con el renglón **1 a** de la Tabla 17.2;

k_1 de acuerdo con la ecuación (22) del artículo 17.5.5.;

k_2 de acuerdo con la ecuación (23) del artículo 17.5.5.;

y cuando por lo menos la mitad de la armadura de tramo se lleva hasta el apoyo. Si se quieren utilizar para τ_{011} los valores del renglón **1 b** de la Tabla 17.2, se debe disponer, en losas sin armadura de corte, la totalidad de la armadura de tramo de un apoyo al otro.

Para cubrir el momento de un empotramiento no tenido en cuenta en el cálculo, se debe disponer una armadura aproximadamente igual a 1/3 de la armadura de tramo.

La separación s , en cm, entre las barras, alambres individuales o alambres constituyentes de las mallas soldadas que forman la armadura, no debe ser mayor que:

$$s = 15 + \frac{d}{10} \quad (44)$$

en la zona de máximo momento, siendo d el espesor de la losa.

En las losas cruzadas la separación entre barras, alambres individuales o alambres constituyentes de mallas soldadas, que forman la armadura en la dirección de la menor sollicitación, no debe ser mayor que $2d$, o como máximo 25 cm.

Cuando en losas cruzadas no se realice una verificación más exacta de la cobertura de los momentos flexores, la armadura en las franjas de borde de un ancho $c = 0,2$, que corren paralelamente al borde de apoyo, puede reducirse a la mitad de la respectiva armadura ubicada en la misma dirección en la zona central del tramo de la losa, ($a_s \text{ borde} = 0,5 a_s \text{ centro}$).

La armadura longitudinal correspondiente a cargas concentradas o lineales, debe distribuirse en un ancho $b = 0,5 b_m$, pero como mínimo en un ancho igual a t_y , según la ecuación (41), (ver la Figura 43).

Las especificaciones de este artículo rigen también en el caso de utilizarse una armadura con rigidez a la flexión.

20.1.6.3. Armadura transversal de losas armadas en una dirección

Las losas armadas en una dirección deben proveerse de una armadura transversal, cuya sección por metro debe ser, por lo menos igual al 20% de la armadura principal necesaria en el tramo, para una carga uniformemente distribuida. Si la armadura transversal es de otro tipo de acero que el de la armadura principal, su sección debe aumentarse en relación inversa de sus límites de fluencia.

Como mínimo se deben disponer, por metro:

- para AL 220 (I) tres barras de $d_s = 8 \text{ mm}$
- para ADN 420 (III DN) tres barras de $d_s = 6 \text{ mm}$
- para AM 500 P y N (IV MP) y (IV MN) y ATR 500 P y N (IV AP) y (IV AN) cuatro barras de $d_s = 4,2 \text{ mm}$

o una cantidad mayor de barras, alambres individuales o alambres constituyentes de mallas soldadas, más finos con una sección equivalente.

Dicha armadura transversal es suficiente, por regla general, para tomar también las tensiones transversales de tracción de acuerdo con el artículo 18.5.2.3.. En losas continuas se debe disponer, en la zona de los apoyos, una armadura constructiva adecuada en la parte superior.

Debajo de cargas concentradas o lineales, mientras no se efectúe una verificación más exacta, se debe colocar adicionalmente una armadura transversal complementaria cuya sección por metro debe ser, como mínimo, igual a 60% de la sección de armadura principal necesaria para la carga concentrada o lineal. También en el caso de losas en voladizo se debe disponer en la parte inferior, el 60% de la armadura necesaria para tomar el momento de apoyo originado por la carga concentrada. La longitud ℓ_q de esa armadura transversal complementaria debe determinarse con la ecuación (45)

$$\ell_q \geq b_m + 2 \ell_1 \quad (45)$$

siendo:

b_m el ancho colaborante de la carga de acuerdo con el artículo 20.1.4.;

ℓ_1 la longitud de anclaje de acuerdo con el artículo 18.5.2.2..

Dicha armadura transversal debe distribuirse en un ancho $b = 0,5 b_m$, pero por lo menos en una extensión t_x de acuerdo con la ecuación (41), debiendo escalonarse en la magnitud $b_m/4$ (ver la Figura 43).

Si la armadura principal es paralela a un apoyo no considerado en el cálculo (por ejemplo, viga, tabique), las tensiones de tracción que aparecen sobre esos apoyos, deben absorberse mediante una armadura transversal superior, normal a dicho apoyo, que evite la fisuración de la losa.

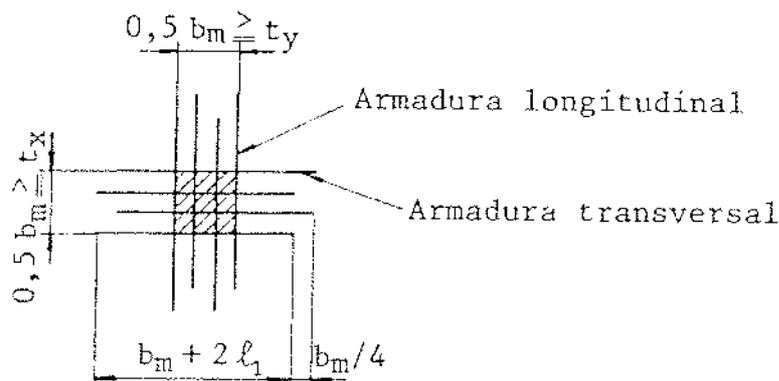


Figura 43. Armadura adicional bajo una carga concentrada.

Si esa armadura no se calcula especialmente, se debe colocar en cada metro el 60% de la armadura principal de tramo. Como mínimo se deben colocar cinco barras por metro, de diámetro:

- $d_s = 8 \text{ mm}$ para AL 220 (I)
- $d_s = 8 \text{ mm}$ para ADN 420 (III DN)
- $d_s = 6 \text{ mm}$ para AM 500 P y N (IV MP) y (IV MN) y ATR 500 P y N (IV AP) y (IV AN)

o una cantidad mayor de barras, alambres individuales o alambres constituyentes de las mallas soldadas, más finos de sección equivalente por metro de apoyo. Esta armadura debe cubrir por lo menos una extensión de 1/4 de la luz entre apoyos, a cada lado del apoyo. Para apoyos no previstos en el cálculo, se debe tener en cuenta una carga adicional adecuada.

20.1.6.4. Armadura de esquina

Cuando se dispone una armadura en las esquinas (armadura de torsión), ésta debe ubicarse, en las losas apoyadas en los cuatro lados (según el artículo 20.1.5.) en un ancho de $0,2 \ell_{mín}$ y en una longitud de $0,4 \ell_{mín}$, en la parte superior en la dirección de la bisectriz y en la parte inferior, perpendicularmente a la dirección de la bisectriz del ángulo. La sección por metro de esa armadura debe ser igual, en ambas direcciones, a la de la armadura máxima inferior del tramo. Dicha armadura puede considerarse anclada tanto en el apoyo como en el tramo, en el comienzo del gancho, o en la primera barra o alambre transversal (mallas). En el caso de acero nervurado, el gancho puede reemplazarse por una longitud de anclaje igual a $20d_s$.

La armadura de esquina puede reemplazarse por una armadura de malla paralela a los bordes ubicados en las caras superior e inferior de la losa, que posea en cada dirección la misma sección que la armadura de tramo, y con una longitud mínima de $0,3 \ell_{mín}$ (ver las Figuras 44 y 45).

En las esquinas de losas donde concurren un borde libremente apoyado y otro empotrado, se debe colocar la mitad de la armadura indicada en el segundo párrafo, y en dirección normal al borde libre.

En losas apoyadas en los cuatro lados, que se calculan en una sola dirección, se recomienda, a los efectos de limitar el fisuramiento en las esquinas, disponer igualmente una armadura de esquina de acuerdo con los párrafos 1 y 2 de este artículo.

Cuando la losa está rígidamente vinculada a flexión con vigas de borde o tramos de losas vecinas, no es necesario verificar los correspondientes momentos de torsión, ni tampoco es necesaria una armadura para la torsión.

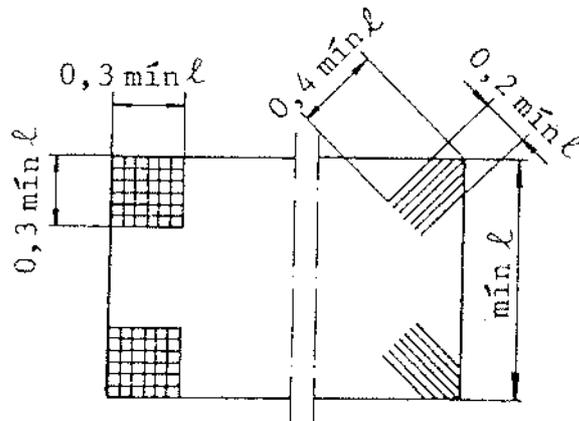


Figura 44. Armadura superior de esquina: ortogonal y oblicua.

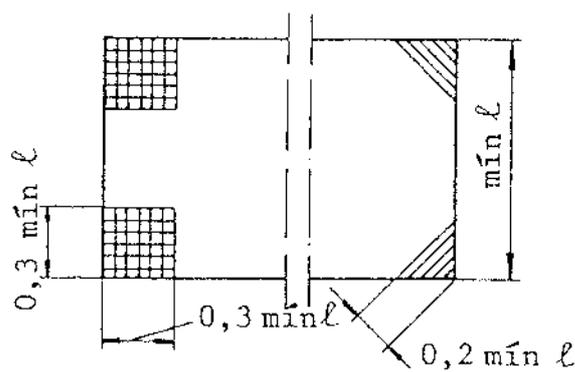


Figura 45. Armadura inferior de esquina: ortogonal y oblicua.

En otros tipos de losas, por ejemplo losas libremente apoyadas en tres lados, se deben colocar armaduras en las esquinas, calculadas de acuerdo con la teoría de la elasticidad.

20.2. LOSAS ARMADAS CON INCLUSION DE BLOQUES PORTANTES

Las losas armadas con inclusión de bloques portantes son losas formadas por bloques especiales para losas, hormigón o mortero de cemento y armadura, en las cuales es necesaria la colaboración de los bloques para absorber las solicitaciones. El mortero de cemento debe compactarse igual que el hormigón.

Dado que los bloques portantes no están suficientemente normalizados para este uso, tanto su empleo como las reglas para el dimensionamiento y construcción de la losa quedan supeditadas a la comprobación experimental de la resistencia del bloque individual y del conjunto.

20.3. HORMIGÓN ARMADO CON BLOQUES DE VIDRIO

Hormigón armado con bloques de vidrio es un tipo de construcción de hormigón, bloques de vidrio y armaduras, en que es necesaria la colaboración de esos materiales para absorber las sollicitaciones.

Dado que los bloques de vidrio no están suficientemente normalizados para este uso, en el anexo a este artículo se dan algunas recomendaciones para su utilización, dimensionamiento y construcción.

ANEXOS AL CAPITULO 20

INDICE

20.3. HORMIGON ARMADO CON BLOQUES DE VIDRIO	A.20 - 1
---	----------

ANEXOS AL CAPITULO 20

20.3. HORMIGON ARMADO CON BLOQUES DE VIDRIO

20.3.1. Generalidades

Para el hormigón armado con bloques de vidrio rigen las mismas especificaciones que para las losas de hormigón armado (ver el artículo 20.1.), mientras no se indique lo contrario en estas recomendaciones.

Se verificará que todas las partidas de elementos constructivos que lleguen a obra provengan de fábricas sujetas a supervisión de calidad y sean acompañadas con los certificados de remisión donde consten los datos que para cada caso se exijan.

Los bloques de vidrio deben ensayarse. Cuando estos bloques de vidrio no colaboran estructuralmente, la estructura de hormigón armado debe ser capaz de resistir las sollicitaciones resultantes. En este caso el bloque y su empotramiento perimetral deben ser capaces de resistir una carga concentrada, como mínimo, de 1 kN (100 kgf).

El hormigón translúcido sólo puede utilizarse como cerramiento contra el aire exterior (claraboyas en techos, cargas de escaleras, etc.) cuando las cargas totales no excedan de 5 kPa (500kgf/m²) y en general para elementos solicitados predominantemente a flexión. Pero puede usarse también en estructuras espaciales (ver el Capítulo 24) si se utilizan bloques cilíndricos, que abarcan todo el espesor de la estructura. El hormigón translúcido no puede usarse en accesos y en losas transitables por vehículos.

Los elementos constructivos de hormigón armado con bloques de vidrio pueden ejecutarse ya sea con hormigón in situ o como elementos premoldeados.

20.3.2. Exigencias mínimas, construcción

Los bloques de vidrio deben estar en contacto directo con el hormigón, sin la interposición de materiales deformables como el asfalto o similares, de modo que, esté asegurada una adherencia adecuada entre el vidrio y el hormigón.

Los bloques de vidrio huecos deben abarcar todo el espesor de la losa.

En losas armadas en una dirección, los nervios de hormigón deben tener una altura mínima de 6 cm; en losas cruzadas dicha altura mínima es de 8 cm y no deben tener menos de 3 cm de ancho al nivel de la armadura.

Todos los nervios longitudinales y transversales deben tener por lo menos una barra o alambre de acero de diámetro no menor que 6 mm.

Los elementos estructurales de hormigón translúcido deben tener una viga de encadenado periférica de hormigón armado, que llevará una armadura de encadenado cerrada. Esta viga de encadenado puede estar incluida dentro de la estructura de hormigón armado adyacente. El ancho y el espesor de la viga de encadenado no puede ser menor que el espesor del elemento mismo. La armadura del encadenado debe ser de la misma magnitud que la de los nervios longitudinales. La armadura de todos los nervios se debe extender hasta los bordes exteriores de la viga perimetral.

Los elementos estructurales de hormigón translúcido se deben proteger contra los esfuerzos de coacción que pueda transmitirle la estructura del edificio, por ejemplo por medio de juntas deformables.

20.3.3. Dimensionamiento

Los elementos constructivos de hormigón armado con bloques de vidrio pueden calcularse como losas armadas en una o en dos direcciones. En el último caso la luz mayor no debe superar al doble de la luz menor.

El dimensionamiento a la flexión de acuerdo con el Capítulo 17 debe efectuarse como si se tratara de una sección homogénea de hormigón armado. Para ello, en la zona de compresión, los bloques de vidrio pueden considerarse como estáticamente colaborantes si su resistencia es adecuada.

La resistencia a la compresión que debe adoptarse en los cálculos no puede ser mayor que la resistencia del hormigón de los nervios, ni mayor que la del tipo H-17.

Para el cálculo del valor básico de corte τ_o , no pueden incluirse como colaborantes los bloques de vidrio.

La armadura de corte debe dimensionarse de acuerdo con los artículos 17.5.4. y 17.5.5..

CAPITULO 21 - VIGAS, VIGAS PLACA Y LOSAS NERVURADAS

21.1. VIGAS Y VIGAS PLACA

21.1.1. Definición, profundidad de apoyo, estabilidad

Las vigas son elementos estructurales con forma de barras de cualquier sección transversal, solicitados predominantemente a flexión.

Las vigas placa son elementos estructurales con forma de barras, en los cuales para la absorción de las solicitaciones colaboran, íntimamente vinculados, las placas y los nervios. Estas pueden ejecutarse como vigas placa aisladas o como entrepisos de vigas placa.

Para la profundidad de los apoyos de las vigas y de las vigas placa rige el primer párrafo del artículo 20.1.2.; ésta profundidad debe ser como mínimo de 10 cm. El espesor de la placa de las vigas placa se rige por lo indicado en el artículo 20.1.3., no pudiendo ser inferior a 7 cm. Para la determinación del ancho colaborante de las vigas placa ver el Cuaderno 240, (ver el artículo 1.2.4.) .

En las vigas muy esbeltas debe cuidarse la estabilidad lateral y el pandeo de placa.

21.1.2. Armaduras

Para la separación mínima de las barras o alambres de la armadura ver el artículo 18.2.; para la armadura de los empotramientos no previstos ver el artículo 18.9.1. y para la armadura de enlace de las losas con las losas adyacentes ver el artículo 20.1.6.3..

Con respecto a la disposición de la armadura de corte en las vigas, vigas placa y losas nervuradas ver los artículos 17.5. y 18.8..

En las vigas y en el alma de las vigas placa de más de 1 m de altura, se deben disponer barras longitudinales en las caras laterales, que se repartirán en la altura de la zona traccionada. La sección total de esta armadura debe ser como mínimo el 8% de la sección de la armadura flexotraccionada. Esta armadura puede considerarse formando parte de la armadura traccionada, cuando se tiene en cuenta su distancia al eje neutro y se observan los requisitos del artículo 18.7..

21.2. LOSAS NERVURADAS

21.2.1. Definición y campo de validez

Las losas nervuradas son losas formadas por vigas placa con una separación máxima entre nervios de 70 cm. No es necesario realizar una verificación estática de las losas. Entre los nervios es posible disponer, debajo de la losa, elementos de relleno estáticamente no colaborantes (losas aligeradas).

En lugar de la losa pueden disponerse elementos de relleno, enteros o fraccionados, o ladrillos para losas que colaboran en la dirección de los nervios. Estas losas son aptas para sobrecargas $p \leq 5 \text{ kPa}$ (500 kgf/m²), para fábricas y talleres cuyas sobrecargas no excedan este valor, y para las sobrecargas especificadas en el artículo 4.1.2. del *Reglamento CIRSOC 101* para locales destinados a cocheras de vehículos. Las cargas concentradas de más de 7,5 kN (750 kgf) deben transmitirse directamente a los nervios mediante medidas constructivas (por ejemplo: nervios transversales).

21.2.2. Losas nervuradas armadas en una sola dirección

21.2.2.1. Placa

No es necesario una verificación estática de la placa de compresión. Su espesor debe ser como mínimo de 1/10 de la luz libre entre nervios y no menos que 5 cm. Como armadura transversal se debe disponer, por metro, un mínimo de: tres barras de $d_s = 8 \text{ mm}$ para el acero AL 220 (I), tres barras de $d_s = 6 \text{ mm}$ para el acero ADN 420 (III DN), cuatro barras de $d_s = 4,2 \text{ mm}$ para el acero AM 500 P y N (IV MP) y (IV MN) y para el acero ATR 500 P y N (IV AP) y (IV AN), o una cantidad mayor de barras de menor diámetro de sección equivalente.

21.2.2.2. Nervios longitudinales

Los nervios deben poseer un ancho mínimo de 5 cm. Cuando estos nervios se ensanchen en la parte inferior, para la absorción de la compresión originada por los momentos negativos, a los efectos del cálculo debe tomarse el aumento del ancho b_o del nervio, correspondiente a una inclinación no mayor que 1:3.

La armadura longitudinal debe distribuirse lo más uniformemente posible entre los nervios individuales.

En los apoyos se podrá levantar cada segunda barra, siempre que haya por lo menos dos barras por cada nervio. En los apoyos intermedios de las losas nervuradas continuas, sólo puede considerarse como armadura de compresión la armadura pasante del tramo y con $\mu_d \leq 1\%$ de A_b .

La armadura de compresión debe asegurarse contra el pandeo, por ejemplo, mediante estribos.

En los nervios se deben disponer estribos de acuerdo con el artículo 18.8.2.. Se puede prescindir de los estribos cuando la sobrecarga no es mayor que **2,75 kPa** (275 kgf/m²), y si el diámetro de la armadura longitudinal no sobrepasa de 16 mm, y si la armadura de tramo se extiende de apoyo a apoyo y si $\tau_o \leq \tau_{o11}$, de acuerdo con el artículo 17.5.4., Tabla 17.2., renglón 1 b. En la zona de los apoyos interiores de las losas nervuradas continuas y en las losas con requerimientos de resistencia contra incendio, se deben prever estribos en todos los casos.

Para la profundidad del apoyo de los nervios longitudinales rige el artículo 21.1.1.. Cuando la losa reciba en la zona de los apoyos cargas de paredes (con excepción de tabiques separadores livianos), se debe ejecutar en el apoyo, y entre los nervios, una franja de hormigón macizo, de profundidad igual a la profundidad del apoyo, y de altura igual a la altura del nervio.

21.2.2.3. Nervios transversales

En las losas nervuradas se deben prever nervios transversales. La separación entre los nervios transversales, o entre los nervios transversales y las franjas macizas, no debe ser mayor que el valor s_q de la Tabla 21.1..

Tabla 21.1. Máxima separación entre nervios transversales s_q

	1	2	3
	Sobrecarga p kPa (*)	Separación entre nervios transversales para	
		$s_\ell \leq \frac{\ell}{8}$	$s_\ell > \frac{\ell}{8}$
1	$\leq 2,75$	---	12 d_o
2	$> 2,75$	10 d_o	8 d_o
(*) 1 kPa = 100 kgf/m ²			

siendo:

s_ℓ la separación entre los ejes de los nervios longitudinales;

ℓ la luz entre los apoyos de los nervios longitudinales;

d_o el espesor de la losa nervurada (losa + nervio).

Se puede prescindir de los nervios transversales en las losas con una sobrecarga $p \leq 2,75 \text{ kPa}$ (275 kgf/m^2), en que la luz entre los apoyos o la luz libre entre las franjas macizas sea menor o igual que 6 m. Si la sobrecarga es $p > 2,75 \text{ kPa}$, o si la luz entre los apoyos, o la luz libre entre las franjas macizas es mayor que 6 m, es necesario disponer como mínimo un nervio transversal.

Los nervios transversales se dimensionan para las mismas sollicitaciones que los nervios longitudinales, si la sobrecarga es $p > 3,5 \text{ kPa}$ (350 kgf/m^2). Si la sobrecarga es menor se puede dimensionar para la mitad de ese valor.

La armadura debe colocarse en la parte inferior aunque es preferible ubicarla tanto en la parte inferior como en la parte superior. La altura de los nervios transversales debe ser aproximadamente igual a la de los nervios longitudinales, debiendo proveérselos de estribos.

21.2.3. Losas nervuradas cruzadas

Para losas nervuradas cruzadas se aplicarán en forma similar las reglas dadas en los artículos anteriores para losas armadas en una dirección. Se cuidará especialmente lo referente a separación máxima y dimensiones mínimas de los nervios, con las disposiciones de los artículos 21.2.2.1. y 21.2.2.3..

Para la determinación de las sollicitaciones rige lo indicado en el artículo 20.1.5., pero no se podrá considerar en el cálculo la rigidez a torsión.

CAPITULO 22 - LOSAS CON APOYOS PUNTUALES

22.1. DEFINICION

Las losas con apoyos puntuales son losas que se apoyan directamente sobre las columnas con o sin capiteles de refuerzo intermedio, y que están unidas a las columnas en forma articulada o con rigidez a flexión. Las losas apoyadas en el perímetro de una abertura (por ejemplo: "Lift Slabs") no están comprendidas dentro de este concepto.

22.2. DIMENSIONES MINIMAS

Las losas deben tener un espesor mínimo de 15 cm.

Para las columnas rige el artículo 25.2..

22.3. SOLICITACIONES

22.3.1. Métodos aproximados

Las losas cuyos apoyos puntuales tienen en planta una distribución rectangular, pueden dimensionarse para las cargas predominantemente verticales, de acuerdo con el procedimiento aproximado indicado en el Cuaderno 240, (ver el artículo 1.2.4.).

Para la distribución de las solicitaciones se debe subdividir cada campo, en ambas direcciones, en una franja interior de $0,6 \ell$ de ancho (franja de tramo) y en dos franjas exteriores de $0,2 \ell$ de ancho cada una ($1/2$ de franja de columna).

22.3.2. Refuerzo de los apoyos (capiteles)

Para la determinación de las solicitaciones se debe considerar la influencia del esfuerzo del apoyo, cuando el diámetro del refuerzo es mayor que $0,3 \ell_{mín}$ (como $\ell_{mín}$ se debe tomar la luz menor) y si la pendiente de un cono inscripto en el refuerzo (o la pendiente de una pirámide inscripta) es con respecto al plano medio de la losa mayor o igual que 1:3 (ver la Figura 46).

22.4. ARMADURA PARA FLEXION

En el caso de existir un refuerzo con una pendiente mayor o igual que 1:3 sólo podrá considerarse

en el cálculo de la armadura para la flexión, la altura útil h que correspondería a un esfuerzo con una pendiente igual a 1:3 (ver la Figura 47).

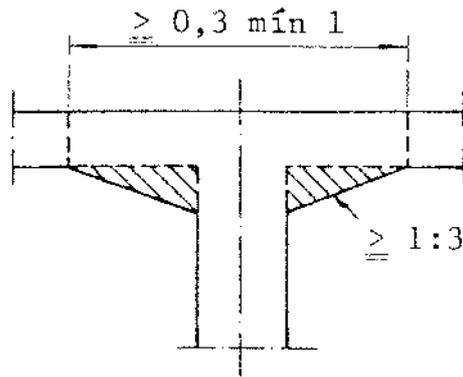


Figura 46. Consideración de un refuerzo en la determinación de las solicitaciones.

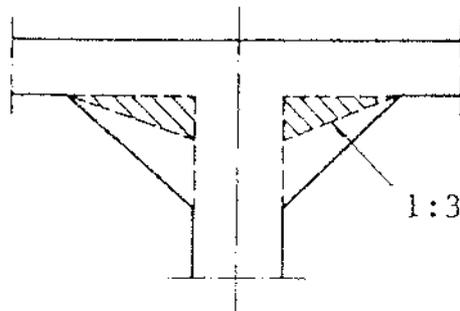


Figura 47. Consideración de un refuerzo en el dimensionamiento a flexión.

De la armadura inferior necesaria para cubrir los momentos del tramo se debe prolongar siempre por lo menos el 50% hasta los ejes de los apoyos.

Cuando una losa con apoyos puntuales tiene un apoyo continuo a lo largo de un borde y se emplea el método aproximado, descrito en el Cuaderno 240 (ver el artículo 1.2.4), se podrá reducir la armadura en un 25% en las semifranjas adyacentes al apoyo continuo y en la franja central contigua, con respecto a la armadura de las franjas de un tramo interno.

La cuantía de armadura a flexión μ_r en la zona del corte circular (ver el artículo 22.5.1.1.) debe ser como mínimo del 0,5% para cada una de las direcciones de la armadura superior de la losa.

22.5. SEGURIDAD AL PUNZONADO

22.5.1. Determinación de la tensión de corte τ_r

22.5.1.1. Losas con apoyo puntual sin refuerzos intermedios

Para la verificación de la seguridad al punzonado de la losa se determinará la máxima tensión de corte τ_r en una sección circular (ver la Figura 48) con la ecuación (46):

$$\tau_r = \frac{\text{máx } Q_r}{u \cdot h_m} \quad (46)$$

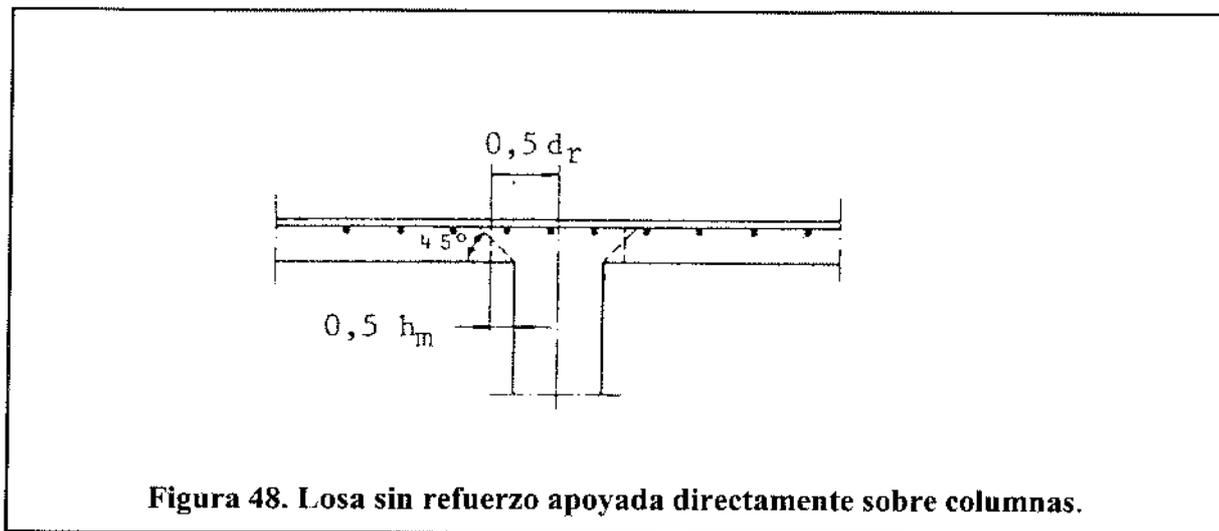
siendo:

- máx Q_r el máximo esfuerzo de corte en la sección circular de la columna;
- u
 - u_o para las columnas interiores;
 - $0,6 u_o$ para las columnas de borde;
 - $0,3 u_o$ para las columnas de esquina;
- u_o el perímetro de la sección circular de diámetro d_r alrededor de la columna;
- d_r igual a $d_{st} + h_m$;
- d_{st} el diámetro de la columna circular;
- d_{st} igual a $1,13 \cdot \sqrt{b \cdot d}$ en las columnas de sección rectangular de lados b y d (para el lado mayor no se podrá considerar más que 1,5 veces el valor del lado menor);
- h_m la altura útil de la losa en la sección circular considerada, obtenida como valor promedio de la altura útil en ambas direcciones.

En la ecuación (46) el valor u se reemplaza por u_o en el caso de columna de borde, si la distancia del eje de dicha columna al borde de la losa es por lo menos $0,5 \ell_x$ ó $0,5 \ell_y$. Si esa distancia es menor, el valor de u se puede interpolar linealmente.

En la determinación de τ_r se debe tener en cuenta la influencia de una sollicitación a flexión sin simetría de revolución. Cuando se consideran las hipótesis del procedimiento aproximado

indicado en el Cuaderno 240 (ver el artículo 1.2.4) y se trata de una sollicitación a flexión por una carga vertical uniformemente distribuida, se podrá prescindir de una determinación exacta de τ_r en las columnas de borde, incrementando para ello en un 40% el valor dado en la ecuación (46).



En este caso, para las columnas interiores, se puede prescindir de la influencia de la sollicitación a flexión, calculando con τ_r .

22.5.1.2. Losas con apoyo puntual con refuerzos intermedios.

- a) En el caso de un refuerzo de longitud $\ell_r \leq h_c$ (ver la Figura 49) no es necesaria la verificación de la seguridad al punzonado en la zona del refuerzo. De acuerdo con lo expresado en el artículo 22.5.1.1. se debe determinar τ_r para la losa, fuera de la zona de refuerzo, para una sección circular de diámetro d_{ra} (ver la Figura 49). Para la determinación del perímetro u rigen los valores indicados en el artículo 22.5.1.1., con:

$$d_{ra} = d_{st} + 2 \ell_s + h_m \quad (47)$$

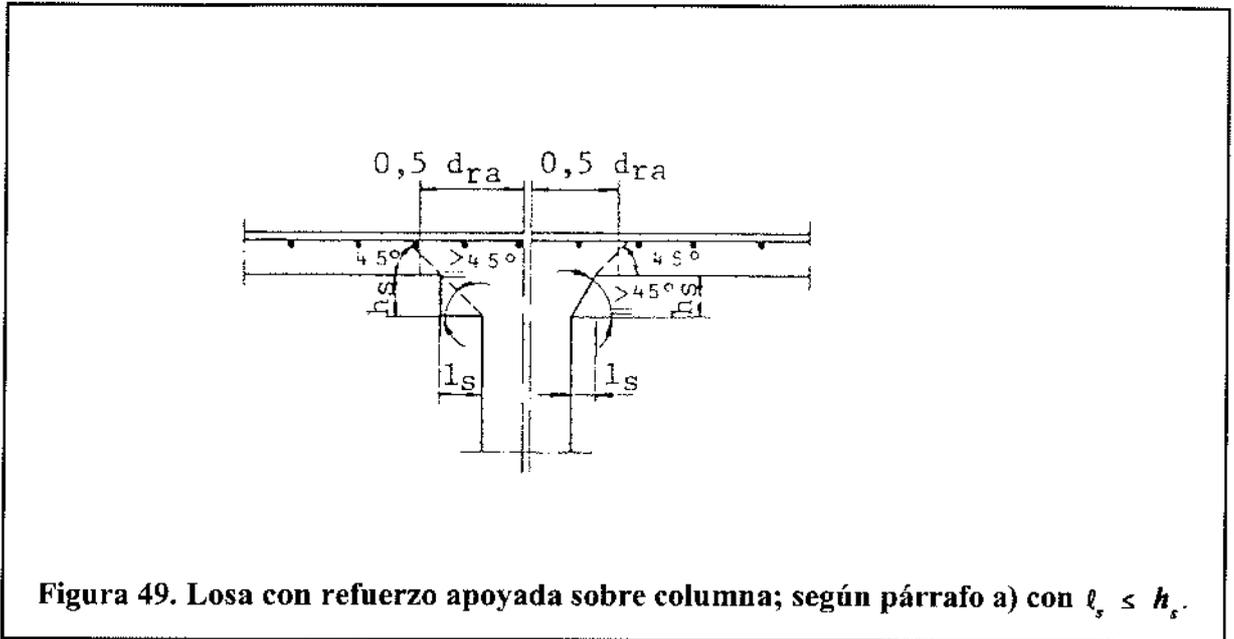
En el caso de columnas rectangulares de lados b y d

$$d_{ra} = h_m + 1,13 \sqrt{(b + 2 \ell_{sx}) (d + 2 \ell_{sy})} \quad (48)$$

siendo:

ℓ_s la longitud del refuerzo en el caso de las columnas circulares;

$l_{xx}; l_{yy}$ las longitudes de los refuerzos de las columnas rectangulares.



En la ecuación (48) el mayor de los dos valores entre paréntesis no debe ser mayor que 1,5 veces el valor del paréntesis menor, a los efectos del cálculo.

- b) Si el refuerzo tiene una longitud $l_r > h_s$ y $\leq 1,5 (h_m + h_s)$ se debe determinar el valor de cálculo τ_r como se indica en a), con $l_r = h_s$.
- c) Si el refuerzo tiene una longitud $l_r > 1,5 (h_m + h_s)$ (ver la Figura 50) se debe determinar τ_r tanto en la zona del refuerzo como también exteriormente al mismo, es decir en la losa propiamente dicha.

Para ambas secciones circulares se verificará la seguridad al punzonado.

Para la verificación en la zona del refuerzo rige el artículo 22.5.1.1. donde h_m debe reemplazarse por h_r y d_r por d_{ri} . Para calcular τ_r se debe aplicar la ecuación (46). En el caso de refuerzos oblicuos o redondeados se debe colocar para h_r la altura útil en la sección circular.

Se considerará:

$$d_{ra} = d_{st} + 2 l_s + h_m$$

$$d_{rt} = d_{st} + h_s + h_m$$

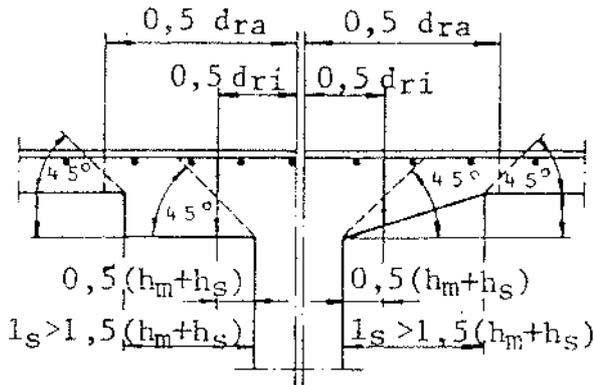


Figura 50. Losa apoyada sobre columnas con refuerzo, según párrafo c), con $l_s > 1,5(h_m + h_s)$.

22.5.2. Verificación de la seguridad al punzonado

El valor de la tensión de corte τ_r calculado mediante la ecuación (46) debe compararse con las tensiones admisibles de corte τ_{o11} y τ_{o2} de la Tabla 17.2, artículo 17.5.3. multiplicadas por los coeficientes κ_1 y κ_2 .

Se debe verificar que:

$$\tau_r \leq \kappa_2 \cdot \tau_{o2} \quad (49)$$

Para $\tau_r \leq \kappa_1 \cdot \tau_{o11}$ no es necesaria ninguna armadura de corte. En esta verificación no será necesario considerar los coeficientes k_1 y k_2 de las ecuaciones (22) y (23) del artículo 17.5.5..

Si $\kappa_1 \cdot \tau_{o11} < \tau_r \leq \kappa_2 \cdot \tau_{o2}$ se debe disponer una armadura de corte que debe dimensionarse para un valor **0,75 máx Q_r** (para máx Q_r ver las aclaraciones de la fórmula 46). La tensión en el acero se tomará según el artículo 17.5.4..

La armadura de corte deberá inclinarse a 45° o más empinada y se distribuirá en la zona *c* según lo indicado en las Figuras 51 y 52. Los estribos deben envolver, por lo menos, una capa superior y una capa inferior de la armadura de la losa.

Los factores κ_1 y κ_2 tienen los siguientes valores:

$$\begin{aligned}\kappa_1 &= 1,3 \alpha_s \cdot \sqrt{\mu_g} \\ \kappa_2 &= 0,45 \alpha_s \cdot \sqrt{\mu_g}\end{aligned}\quad (\mu_g \text{ en } \%)$$

siendo:

$\alpha_s =$ 1,0 para el acero AL 220 (I);
1,3 para los aceros ADN 420 (III DN);
1,4 para el acero AM 500 P y N (IV MP) y (IVMN) y ATR 500 P y N (IV AP) y (IV AN);

a_s el valor promedio de las armaduras a_{sx} y a_{sy} de las dos franjas de la columna que se cruzan sobre la columna considerada, en cm^2/m ;

a_{sx} y a_{sy} obtenidas de la sección total A_s de la armadura traccionada en la franja de la columna, en cm , dividida por el ancho de la franja de la columna considerada aún en el caso en que las solicitaciones no se determinen por el método aproximado;

$\mu_g = \frac{a_s}{h_m} \geq 0,5 \%$ cuantía existente, pero que debe considerarse en el cálculo con

$$\mu_g \leq 30 \frac{f_{ck}}{\beta_s} \leq 1,5 \%$$

h_m la altura útil de la losa en la sección circular considerada, valor promedio de ambas direcciones, en cm .

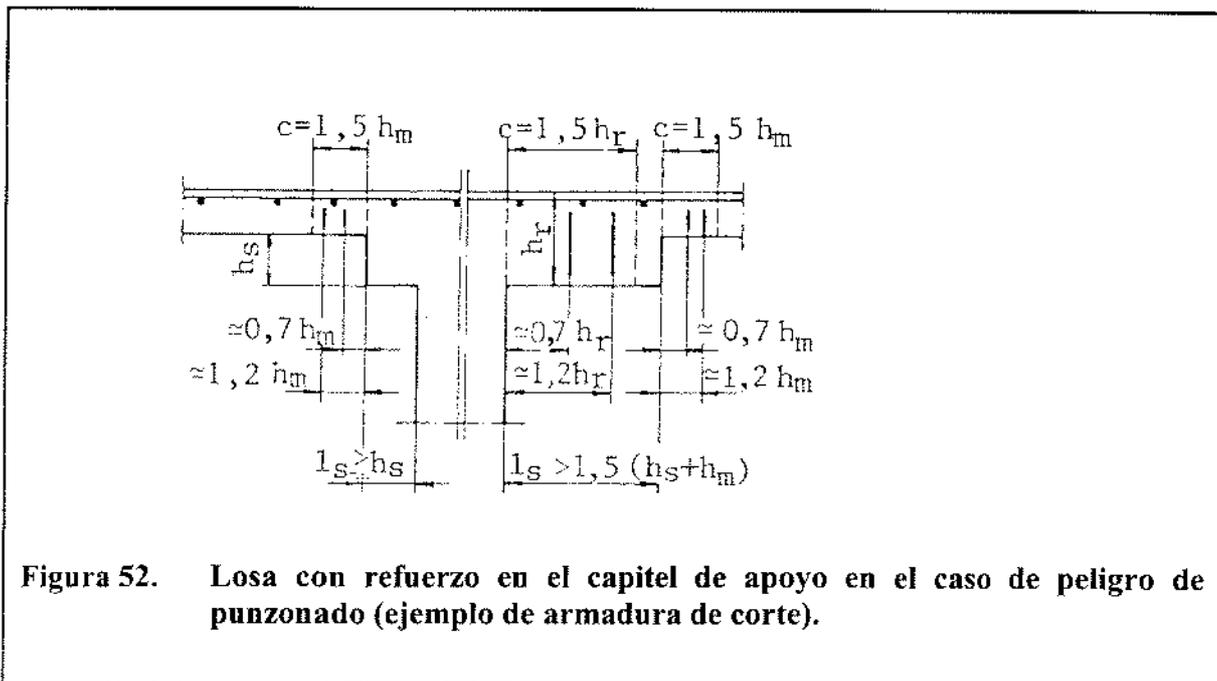
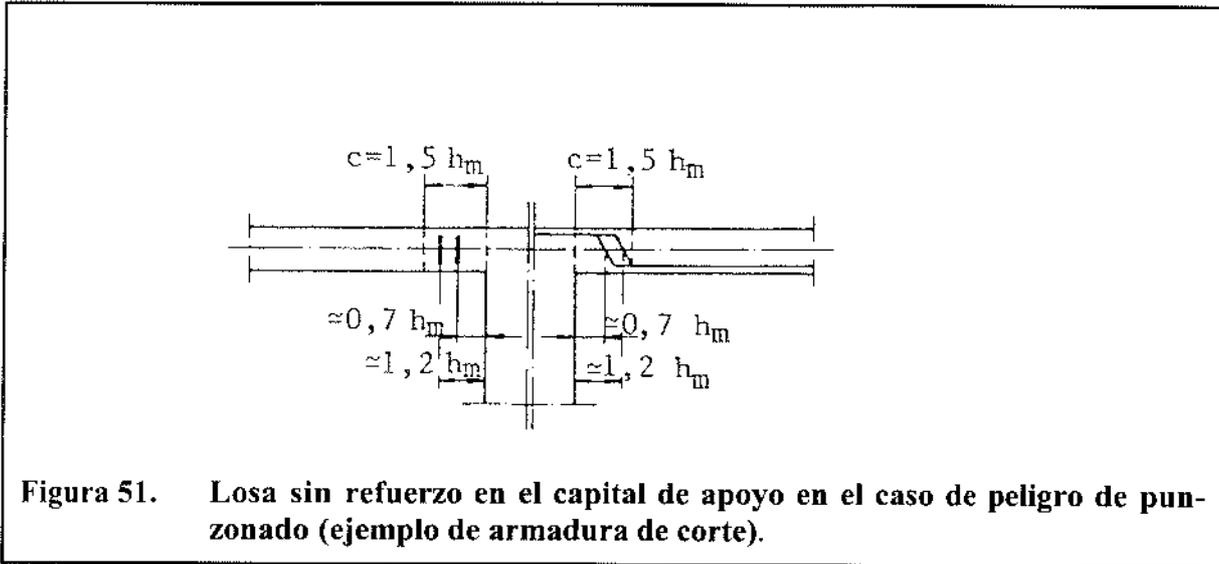
22.6. ABERTURAS EN LA LOSA

Si se prevén aberturas a través de la losa, en las zonas en las que de acuerdo con las Figuras 51 y 52 se deben disponer las armaduras de corte, las dimensiones en planta en la dirección del perímetro (en el caso de columnas circulares) o de los lados (en columnas de sección rectangular), no deben ser mayores que $1/3 d_{st}$ (ver la aclaración a la fórmula 46), ni el área total de todas las aberturas debe ser mayor que $1/4$ de la sección de la columna.

La separación libre entre dos aberturas, en el caso de columnas circulares, debe ser por lo menos d_{st} , medida en el perímetro de la columna.

En el caso de columnas rectangulares, sólo se permiten aberturas en el tercio central de los lados y a lo sumo en dos lados opuestos.

La tensión de corte τ_r , determinada según la ecuación (46) debe incrementarse en un 50%, si se ha utilizado para las aberturas la máxima superficie permitida. Si la suma del área de todas las aberturas es menor que 1/4 de la sección de la columna, el incremento de τ_r puede reducirse linealmente.



22.7. DIMENSIONAMIENTO DE LAS PLACAS ARMADAS PARA FUNDACIONES

La distribución de las solicitaciones debe realizarse en base a la teoría de las losas. De aquí se obtiene el valor de la armadura necesaria para la flexión y su distribución en el ancho de la placa de fundación.

La limitación que se indica en el último párrafo del artículo 22.4., con referencia a la cuantía de armadura para la flexión, puede dejarse de lado en el dimensionamiento de estas fundaciones.

Para la determinación de $\max Q_r$ se puede admitir una distribución de la carga con un ángulo de 45° hasta la capa inferior de la armadura (ver la Figura 53).

Las expresiones que deben utilizarse son:

$$\max Q_r = N_{st} - \frac{\pi \cdot d_k^2}{4} \cdot p_s \quad (50)$$

siendo:

$$d_k = d_r + h_m$$

En el caso de vigas de fundación armadas, se debe proceder en forma análoga.

En la verificación de la seguridad al punzonado (de acuerdo con el artículo 22.5.2.), cuando se determinan los coeficientes κ_1 y κ_2 , se usará la cuantía de armadura existente μ_g en la sección circular de diámetro d_r , es decir calcularse con la expresión:

$$\mu_g = \frac{a_s}{h_m}$$

El Cuaderno 240 (ver el artículo 1.2.4.) contiene indicaciones más precisas al respecto.

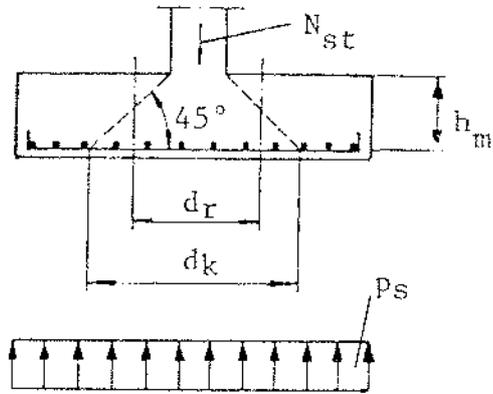


Figura 53. Distribución de la carga.

CAPITULO 23 - VIGAS DE GRAN ALTURA

23.1. DEFINICION

Las vigas de gran altura son estructuras planas cargadas en su plano medio, en las cuales no son aplicables las hipótesis del artículo 17.2.1., debiendo calcularse de acuerdo con la teoría de las placas. El Cuaderno 240 (ver el artículo 1.2.4.) contiene indicaciones correspondientes a algunos casos simples.

23.2. DIMENSIONAMIENTO

El margen de seguridad entre la carga de servicio y la carga de rotura es suficiente cuando, bajo la carga de servicio, las tensiones principales de compresión en el hormigón no exceden el valor $f_{Rc}/2,1$ y las tensiones principales de tracción en el acero no exceden el valor $f_{Rt}/1,75$ ó **240 MPa** (2 400 kgf/cm²) (ver el artículo 17.2.).

Las tensiones principales de tracción deben absorberse íntegramente con armadura. Las limitaciones de las tensiones de corte de acuerdo con el artículo 17.5.3. no rigen aquí.

23.3. DETALLES CONSTRUCTIVOS

El espesor mínimo de las vigas de gran altura debe ser de 10 cm.

En el proyecto de la armadura se debe tener en cuenta la gran sensibilidad que, debido a su rigidez, tienen las vigas continuas de gran altura frente a los asentamientos diferenciales de los apoyos.

La armadura longitudinal del tramo no debe interrumpirse antes de los apoyos, pudiendo sin embargo levantarse parte de ella. Se debe cuidar especialmente el anclaje de la armadura en los apoyos extremos (ver el artículo 18.7.4.).

Las vigas de gran altura deben tener siempre en cada cara una armadura vertical y otra horizontal (armadura en forma de malla), que podrá incluirse en la absorción de las tensiones principales de tracción de acuerdo con el artículo 23.2.. La sección total de esta armadura, por malla y para cada dirección, será como mínimo:

- a) para el acero AL 220 (I), 2,4 cm²/m ó 0,08% de la sección de hormigón.

- b) para los aceros ADN 420 (III DN), AM 500 P y N (IV MP) y (IV MN) y ATR 500 P y N (IV AP) y (IV AN), 1,5 cm/m ó 0,05% de la sección de hormigón.

La separación de las barras, alambres individuales o alambres constituyentes de las mallas soldadas no debe ser mayor que el doble del espesor de la pared, ni mayor de 30 cm.

CAPITULO 24 - CASCARAS Y ESTRUCTURAS PLEGADAS

24.1. DEFINICION Y BASES PARA EL DIMENSIONAMIENTO

Las cáscaras son estructuras laminares de pequeño espesor, con simple o doble curvatura, con o sin bordes reforzados estructuralmente.

Las estructuras plegadas son estructuras laminares espaciales, formadas por placas planas unidas rígidamente entre sí.

Para la determinación de los esfuerzos internos y de las deformaciones se supondrá el comportamiento elástico de estas estructuras.

24.2. SIMPLIFICACIONES DE LAS HIPOTESIS DE CARGA

24.2.1. Acción de la nieve

La acción de la nieve debe considerarse según lo establecido en el *Reglamento CIRSOC 104: "Acción de la nieve sobre las construcciones"*. Si es necesario se debe tener en cuenta, también, la carga de nieve en un solo costado y el efecto de su acumulación en ciertas partes del techo.

24.2.2. Acción del viento

En las cáscaras y en las estructuras plegadas se debe determinar la distribución del viento mediante ensayos sobre modelos en túnel de viento, siempre que no se disponga de suficientes experiencias al respecto. Cuando la carga de viento incrementa el efecto del peso propio, ésta puede introducirse como un incremento proporcional de la carga permanente.

24.3. ESTUDIO DEL PANDEO POR ABOLLAMIENTO

Si la seguridad a pandeo no resulta evidente, las cáscaras y las láminas plegadas deberán verificarse al pandeo (abollamiento) teniendo en cuenta las deformaciones elásticas. Deben ser evaluadas las deformaciones por fluencia lenta y retracción, la disminución de la rigidez originada por el paso del estado I al estado II, así como las inexactitudes de la ejecución, especialmente las desviaciones no previstas en la curvatura y en la posición de las armaduras. En las estructuras con una única malla de armadura en el plano medio, es especialmente notable la disminución de la rigidez al pasar del estado I al estado II.

La seguridad a pandeo no debe ser menor que 5. En el caso de que no sea suficientemente confiable la determinación aproximada de todas las influencias mencionadas, al pasar del material constructivo isótropo al hormigón armado, material anisótropo, (ya sea que esa determinación se haga por vía teórica o a través de modelos), o cuando existan incertidumbres en cuanto a la configuración de pandeo, la seguridad a pandeo deberá tomarse aproximadamente mayor que 5.

24.4. DIMENSIONAMIENTO

Para las tensiones de compresión en el hormigón, como para las tensiones de tracción en el acero, rige lo indicado para las vigas de gran altura en el artículo 23.2., pudiendo en caso necesario, ser conveniente una limitación adicional de las tensiones del acero.

El dimensionamiento a la flexión de las cáscaras y de las estructuras plegadas (por ejemplo: en las zonas de las perturbaciones de borde), debe efectuarse según lo indicado en el artículo 17.2..

Se deben determinar las tensiones de tracción en el hormigón (que resultan de los esfuerzos axiales y de corte, actuantes en la superficie media de las cáscaras o de las estructuras plegadas bajo las cargas de servicio), admitiendo para su cálculo la colaboración total del hormigón de la zona traccionada (estado I).

Las tensiones principales de tracción que actúan en la superficie media de las cáscaras y de las estructuras plegadas, deben limitarse adecuadamente para que las deformaciones y las redistribuciones de tensiones que se originan al pasar del estado I al estado II, resulten pequeñas. Estas tensiones de tracción deben absorberse con armadura. Esta armadura, especialmente en el caso de elevadas tensiones de tracción, debe orientarse en lo posible en la dirección de los esfuerzos longitudinales principales (armadura dispuesta según las trayectorias de tracción). Si la armadura forma un ángulo $\alpha < 10^\circ$ con la dirección de los esfuerzos principales, se podrá considerar que la armadura está dispuesta según las trayectorias, y se podrá dimensionar como tal. Cuando las desviaciones son mayores ($\alpha > 10^\circ$) se debe reforzar la armadura correspondientemente. En lo posible deben evitarse las desviaciones de $\alpha > 25^\circ$, a menos que las tensiones de tracción en el hormigón sean menores de $0,18 \sqrt[3]{f'_{ck}{}^2}$ (f'_{ck} de la Tabla 3.1.), o si existen en ambas direcciones de las tensiones principales, tensiones de tracción de aproximadamente igual magnitud.

24.5. DETALLES CONSTRUCTIVOS

Se debe cuidar especialmente la forma de acuerdo con los planos, así como la correcta ejecución de los encofrados.

Para láminas de más de 6 cm de espesor la armadura se repartirá uniformemente en cada cara,

formando dos mallas constituidas por barras o alambres individuales o por mallas soldadas de acuerdo con la Tabla 24.1.. Una armadura adicional, dispuesta según las trayectorias, se ubicará en lo posible simétricamente con respecto a la superficie media de la lámina, de acuerdo con el artículo 24.4.. En el caso de láminas de espesor $d \leq 6$ cm, se podrá ubicar la totalidad de la armadura en una malla constituida por barras o alambres individuales o por una malla soldada colocada directamente en la superficie media.

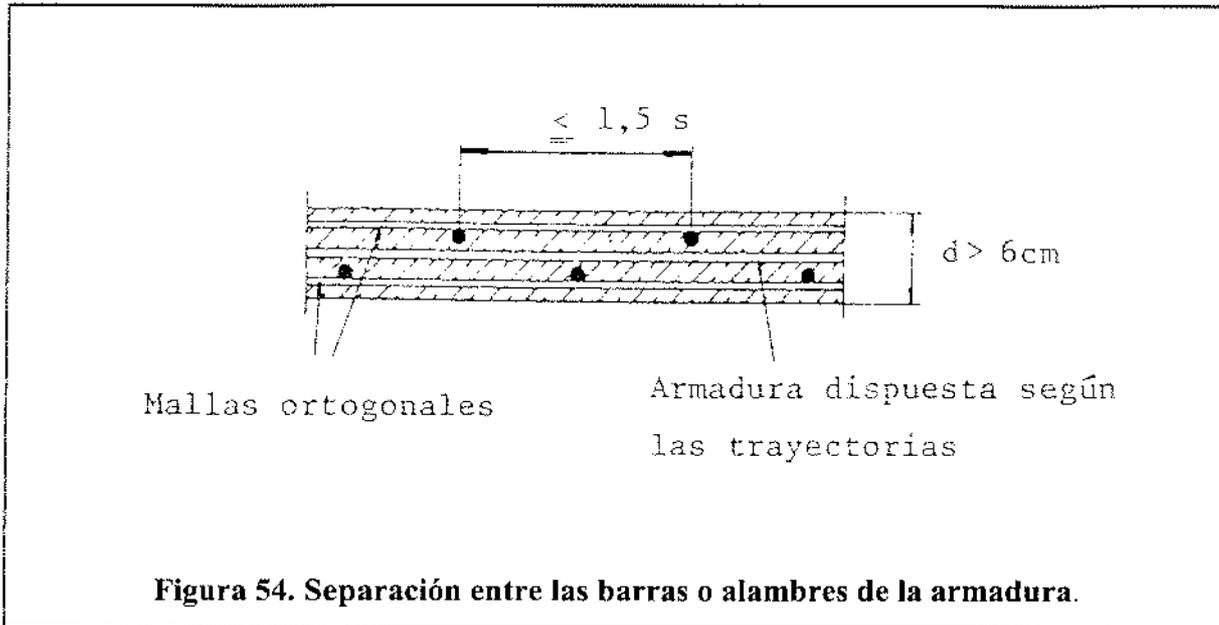
Cuando se dispongan las mallas en ambas caras de las láminas, se podrá aumentar la separación de las barras interiores en un 50% sobre los valores máximos indicados en las líneas 1 y 2 de la Tabla 24.1., (ver la Figura 54).

En el caso de barras no nervuradas se puede prescindir de los ganchos, siempre que el diámetro de las barras sea como máximo de 8 mm y si se cumplen las longitudes de anclaje y de empalme indicadas en los artículos 18.5.2.2. y 18.6.3.2..

Tabla 24.1. Armadura mínima en cáscaras y estructuras plegadas.

	1	2	3	4
	Espesor del hormigón en cm	Tipo	Armadura Diámetro mínimo en mm	Separación máxima s de las barras o alambres exteriores en cm
1	d > 6	En general	5	20
2		Para mallas soldadas	4	20
3	d ≤ 6	En general	5	15 (*)
4		Para mallas soldadas	4	15 (*)

(*) Pero no más que tres veces el espesor de la cáscara o de la estructura



CAPITULO 25 - ELEMENTOS COMPRIMIDOS

25.1. CAMPO DE VALIDEZ

Se designan como columnas a los elementos con forma de barra, de ancho $b \leq 5 d$, y como tabiques a los elementos donde $b > 5 d$, siendo $b \geq d$, y d el menor espesor. Para su dimensionamiento rige el Capítulo 17 y para el recubrimiento de hormigón el artículo 12.2.. Los elementos comprimidos con excentricidades relativas de la carga según el penúltimo párrafo del artículo 17.4.1., deben tratarse constructivamente como vigas y losas. Los elementos comprimidos cuya cuantía de armadura excede los límites indicados en el artículo 17.2.3. no se consideran dentro del campo de validez de este Reglamento.

25.2. COLUMNAS ARMADAS CON ESTRIBOS

25.2.1. Espesor mínimo

El espesor mínimo de las columnas armadas con estribos figura en la Tabla 25.1..

En las secciones de cualquier forma (ver la Tabla 25.1, renglón 2) la longitud del ala menor no puede ser inferior a los valores del renglón 1.

Si la longitud del ala es mayor que 5 veces el espesor de la misma, el ala debe tratarse como tabique portante según el artículo 25.5..

En las secciones huecas, si la distancia libre es mayor que 10 veces el espesor de la pared, dicha pared debe tratarse como un tabique, según el artículo 25.5..

En el caso de columnas y otros elementos comprimidos que se construyen en posición horizontal y sirven para fines secundarios, se pueden usar espesores menores que los indicados en la Tabla 25.1.. Como columnas y elementos para fines secundarios pueden considerarse sólo aquellos cuya falla aislada no disminuya la seguridad de la estructura en conjunto ni la capacidad portante de los elementos constructivos que sustenta.

Tabla 25.1. Espesor mínimo de los elementos comprimidos armados con estribos

	1	2	3
	Forma de la sección	Elementos comprimidos ejecutados con hormigón in-situ en posición vertical. cm	Elementos premoldeados y elementos comprimidos ejecutados en posición horizontal. cm
1	Sección maciza, espesor	20	14
2	Sección abierta, p.ej. I, T y L (espesor del ala y del alma)	14	7
3	Sección hueca (espesor de pared)	10	5

25.2.2. Armaduras

25.2.2.1. Armadura longitudinal

La armadura longitudinal A_s del lado traccionado o menos comprimido de la sección debe ser como mínimo el 0,4% y la armadura longitudinal total no debe ser menor que el 0,8% de la sección de hormigón estáticamente necesaria, y no debe sobrepasar el 9% de A_b (ver los artículos 17.2.3. y 25.3.3.) aún en las zonas de empalme. Si la sección de hormigón no llega al agotamiento se podrá reducir la sección de la armadura mínima determinada en función de la sección real, en la relación entre el esfuerzo axial existente y el esfuerzo axial admisible. Para la determinación de las cargas actuantes y admisibles ha de mantenerse la excentricidad de la carga y la esbeltez de la pieza.

La sección de la armadura de compresión A'_s que se puede considerar en el cálculo, puede ser, como máximo, igual a la sección de la armadura A_s existente del lado traccionado o menos comprimido de la sección.

El diámetro mínimo de la armadura longitudinal está indicado en la Tabla 25.2..

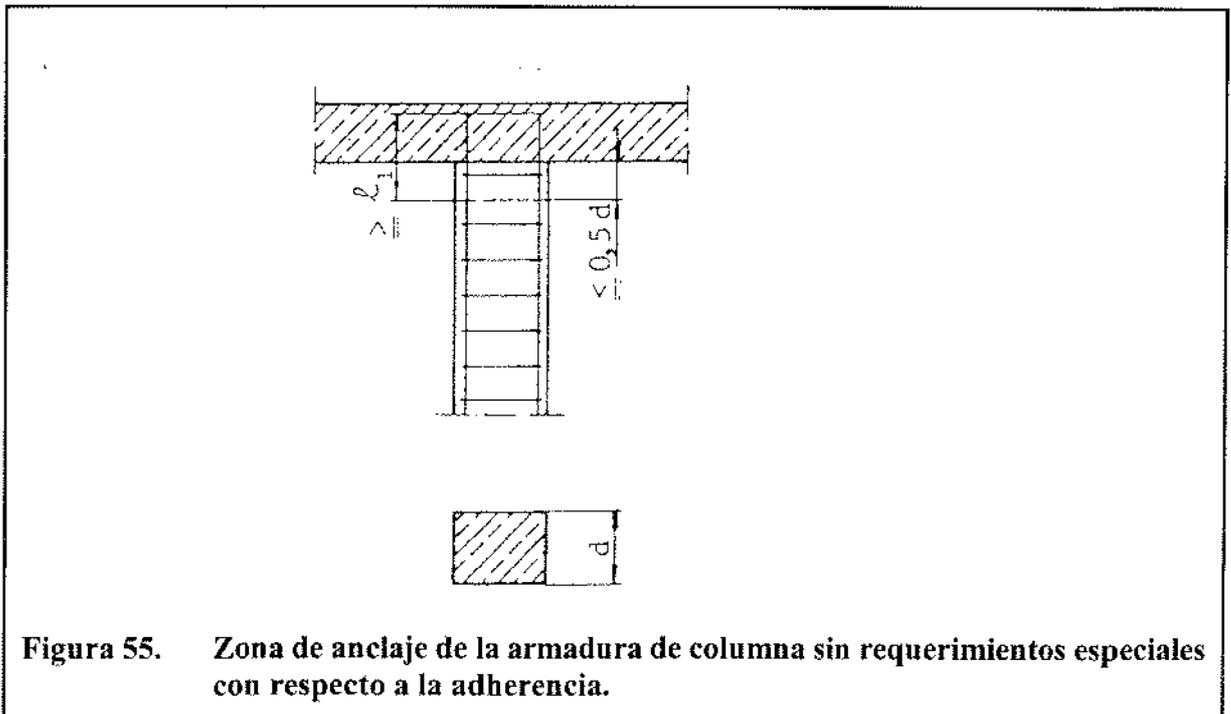
Para elementos comprimidos secundarios (ver el artículo 25.2.1.), los diámetros mínimos pueden ser inferiores a los de la Tabla 25.2..

Tabla 25.2. Diámetro mínimo d_{st} de la armadura longitudinal

	1	2	3
	Espesor mínimo del elemento comprimido cm	Diámetro mínimo d_{st} en mm, para	
		AL 220 (I)	ADN 420 (III DN) AM 500 P (IV MP) AM 500 N (IV MN) ATR 500 P (IV AP) ATR 500 N (IV AN)
1	< 10	10	8
2	≥ 10 a < 20	12	10
3	≥ 20	14	12

La máxima separación de las barras será de 30 cm. Para columnas con $b \leq 40$ cm puede colocarse una barra en cada esquina de la sección.

Las barras rectas solicitadas a compresión, sólo pueden considerarse como portantes a una distancia ℓ_1 del extremo de la barra; ℓ_1 se define en el artículo 18.5.2.2.. Si la longitud de anclaje no puede ubicarse del todo en la estructura contigua, se permite considerar también como zona de anclaje, una zona de la columna de longitud $2d$ como máximo, (d es el espesor menor de la columna), (ver la Figura 56).



En esta zona y cuando se necesita más de $0,5 d$ (ver las Figuras 55, 56a y 56b) debe asegurarse la adherencia mediante el impedimento de la dilatación transversal del hormigón (por ejemplo mediante estribos o armadura transversal con una separación máxima de 8 cm).

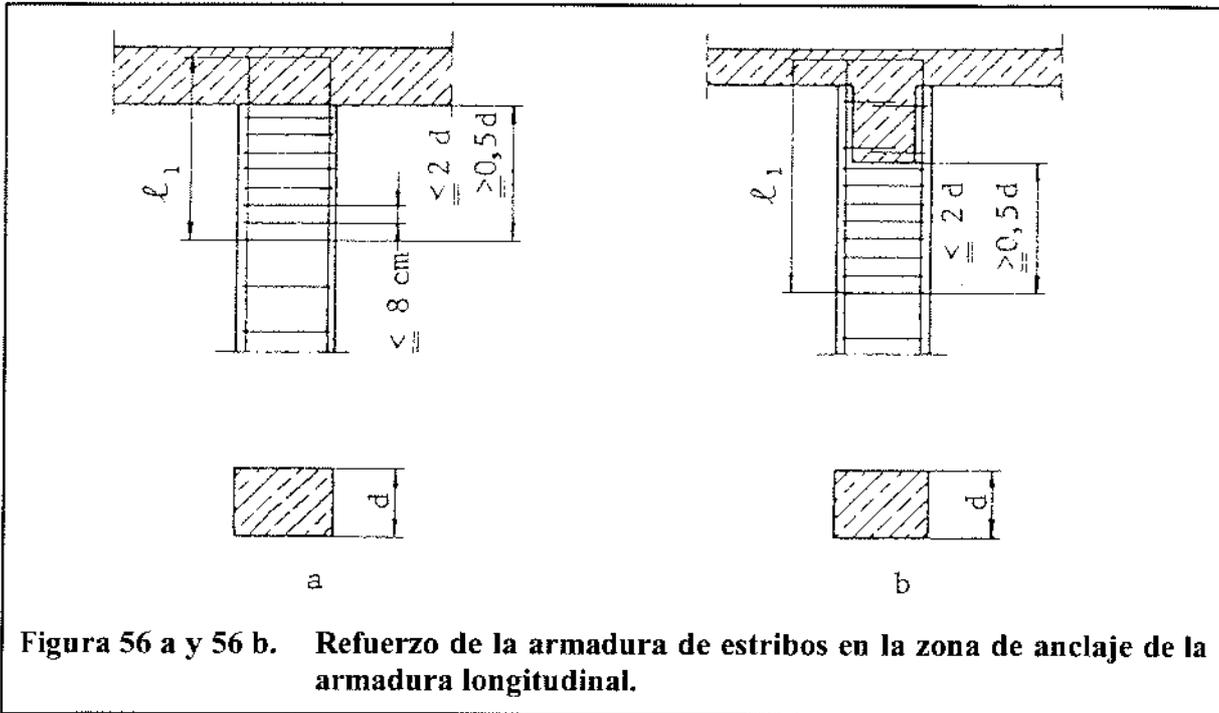


Figura 56 a y 56 b. Refuerzo de la armadura de estribos en la zona de anclaje de la armadura longitudinal.

25.2.2.2. Armadura de estribos en los elementos comprimidos

Los estribos deben cerrarse de acuerdo con la Figura 57, desplazándose los ganchos en lo posible a lo largo de la columna. Si hay más de tres barras longitudinales en una esquina, deben desplazarse los ganchos o empalmarse los extremos de los estribos, según las Figuras 22 c ó 22 d.

El diámetro mínimo de los estribos simples o en hélices es de 6 mm, y en el caso de mallas soldadas y de alambres individuales de 4,2 mm. En el caso de barras longitudinales de $d_{st} > 20 \text{ mm}$ el diámetro mínimo de los estribos debe ser de 8 mm. Los estribos y las hélices con un diámetro mínimo de 8 mm pueden reemplazarse, sin embargo, por un número mayor de estribos de diámetro menor (hasta el mínimo citado) de sección equivalente.

La separación s_{est} de los estribos y el paso de la hélice s_w pueden, como máximo, ser iguales al menor espesor d del elemento comprimido o 12 veces el diámetro de la armadura longitudinal. Es determinante el menor de los dos valores (ver la Figura 57).

En cada esquina de una sección pueden asegurarse hasta cinco barras longitudinales contra el pandeo. La distancia máxima de la barra más alejada, a la barra de la esquina, debe ser como máximo de 16 veces el diámetro del estribo (ver la Figura 58).

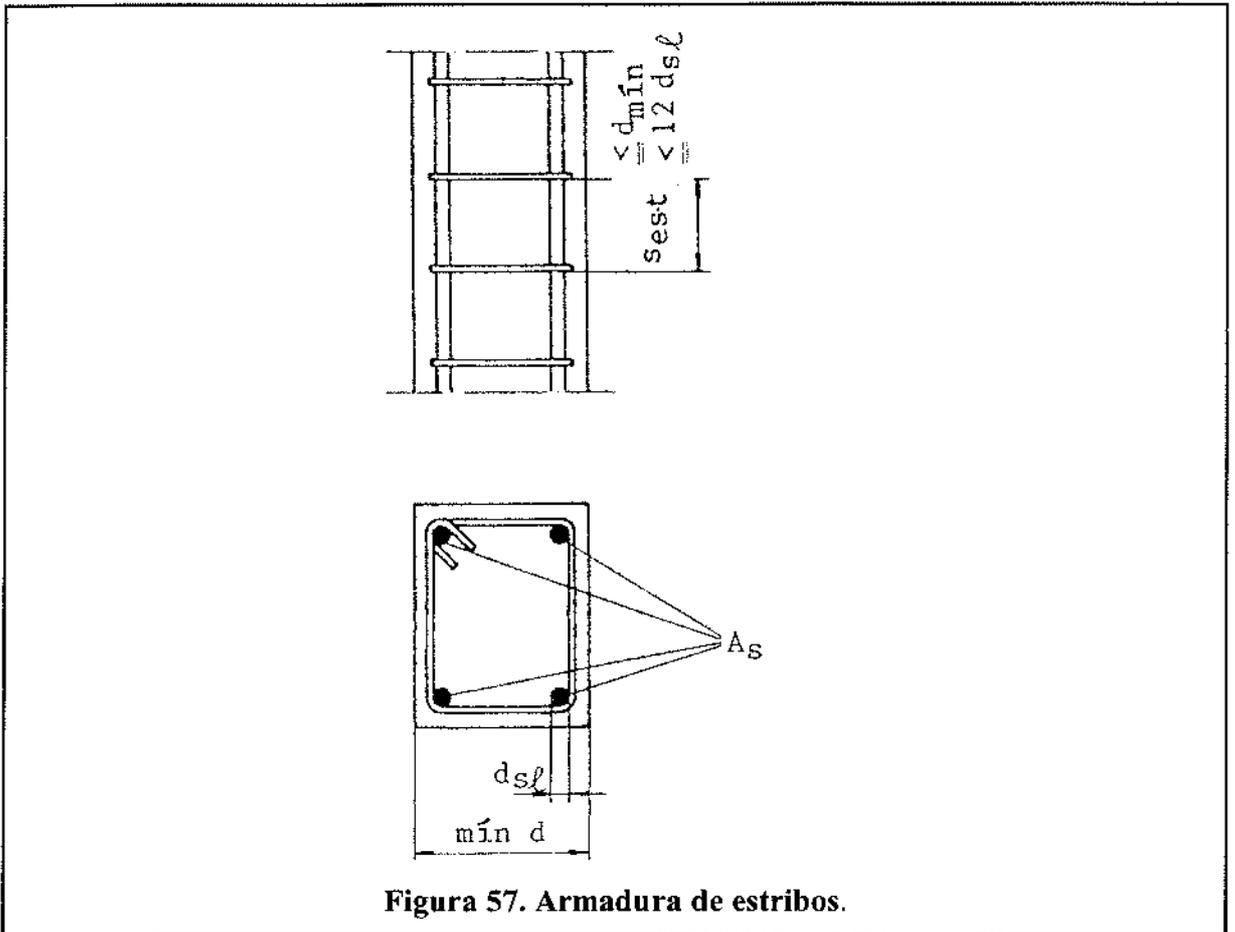


Figura 57. Armadura de estribos.

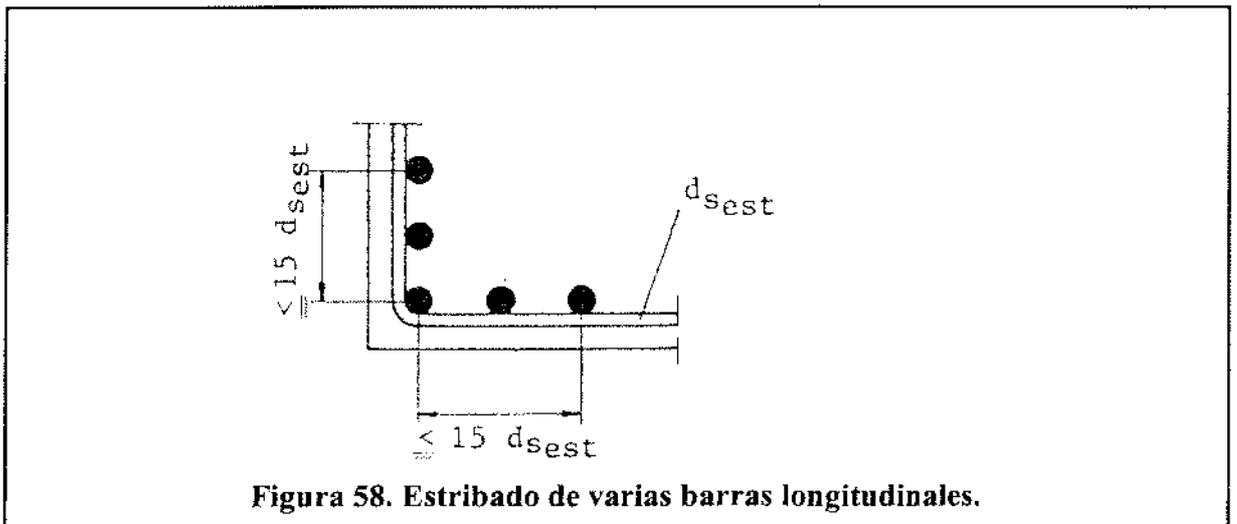


Figura 58. Estribado de varias barras longitudinales.

Otras barras longitudinales a mayor distancia de la barra de la esquina, deben asegurarse mediante estribos intermedios, que pueden estar a una separación igual al doble de la separación entre los estribos principales.

25.3. ELEMENTOS COMPRIMIDOS ZUNCHADOS

25.3.1. Principios generales

Para los elementos comprimidos zunchados rigen las mismas especificaciones que para los elementos comprimidos armados con estribos (ver el artículo 25.2.) a menos que se indique lo contrario.

Para el dimensionamiento de las columnas zunchadas ver el artículo 17.3.2..

25.3.2. Espesor mínimo y resistencia del hormigón

El diámetro d_k del núcleo, cuando se trata de columnas de hormigón in situ, debe ser como mínimo de 20 cm y en elementos comprimidos premoldeados el diámetro mínimo debe ser igual a 14 cm. Para otras indicaciones, ver el artículo 17.3.2..

25.3.3. Armadura longitudinal

La armadura longitudinal A_s debe ser como mínimo el 2% de A_k y no debe exceder el 9% de A_k , aún en la zona de empalme. Deben preverse por lo menos 6 barras longitudinales y distribuirse uniformemente en el perímetro.

25.3.4. Armadura helicoidal (zunchos)

El paso s_w de la hélice debe ser como máximo de 8 cm o $d_k/5$. El menor valor es determinante. El diámetro de las barras debe ser como mínimo de 6 mm. Para la limitación de la sección del zuncho por descascaramiento, ver el artículo 17.3.2..

Los extremos del zuncho, también en empalmes por yuxtaposición, deben terminarse en forma de ángulo doblado hacia el interior, o soldarse a la espira vecina.

25.4. COLUMNAS O ELEMENTOS COMPRIMIDOS DE HORMIGON SIMPLE

Para el dimensionamiento rige el artículo 17.9. Las dimensiones mínimas se rigen por las Tablas 25.1. ó 25.3.. Sin embargo para secciones huecas no deben adoptarse espesores menores que los indicados en la Tabla 25.1. renglón 2, para secciones abiertas.

Si en el caso de secciones abiertas, o en forma de T, el ancho del ala es mayor que el menor espesor de la misma, se debe considerar el ala como tabique sin armar.

25.5. TABIQUES

25.5.1. Principios generales

Se considera tabique a los elementos constructivos en forma de placas, solicitados predominantemente a compresión y comprenden:

- a) Tabiques portantes para cargas verticales, por ejemplo, cargas de entrepisos; también se consideran tabiques portantes a las placas verticales previstas para cargas horizontales, por ejemplo, tabiques contraviento.
- b) Tabiques de arriostramiento para el arriostrado contra el pandeo de tabiques portantes. A este efecto también pueden usarse otros tabiques portantes.
- c) Tabiques no portantes, solicitados predominantemente por su peso propio, pero que también pueden transmitir cargas de viento actuantes sobre su superficie a otros elementos portantes, por ejemplo, placas de piso o de pared.

25.5.2. Arriostramientos de tabiques portantes

Se distinguen tabiques apoyados en 2, 3 ó 4 lados, según sea el número de bordes apoyados en forma indesplazable normalmente al plano del tabique.

Como apoyo indesplazable pueden actuar losas de entrepisos, tabiques arriostrantes u otros elementos suficientemente rígidos. Los tabiques o elementos de arriostramiento deben construirse simultáneamente con el tabique portante, o deben unirse al mismo en forma tal que puedan transmitir los esfuerzos. Los tabiques de arriostramiento deben tener por lo menos una longitud igual a $1/5$ de la altura del piso, siempre que no se efectúe para la sección compuesta, formada por los tabiques portantes y de arriostramiento, una verificación especial a pandeo.

Si los tabiques apoyados en 4 lados tienen aberturas, cuya altura es mayor que $1/3$ de la altura del piso, o cuya superficie tiene un área mayor que $1/10$ del área del tabique, se considerará a las partes del tabique, entre las aberturas y los tabiques de arriostramiento, como tabiques apoyados en 3 lados y a las partes del tabique entre aberturas como tabiques apoyados en 2 lados.

25.5.3. Espesor mínimo de los tabiques

25.5.3.1. Requerimientos generales

El espesor mínimo se rige por lo indicado en el artículo 25.5.3.2., siempre que por razones de estabilidad, así como por exigencias técnicas, acústicas o por requerimientos de protección contra incendio no resulten espesores mayores.

El espesor mínimo de los tabiques huecos puede ser determinado por analogía con los artículos 25.4. ó 25.2.1., Tabla 25.1..

25.5.3.2. Tabiques con sección rectangular llena

Los requerimientos para el espesor mínimo están dados en la Tabla 25.3..

Tabla 25.3. Espesor mínimo de los tabiques portantes

	1	2	3	4	5	6	
Clase de resistencia del hormigón	Ejecución	Espesor mínimo del tabique ejecutado con:					
		Hormigón simple		Hormigón armado			
		Losas sobre tabique		Losas sobre tabique			
		No continua	Continua	No continua	Continua	cm	cm
			cm	cm	cm	cm	
1	hasta H - 8	in situ	20	14	--	--	
2	desde H - 13	in situ	14	12	12	10	
3		premoldeado	12	10	10	8	

Los valores de las columnas 4 y 6 de la Tabla 25.3. pueden ser aplicados también en casos de losas no continuas, si se demuestra que la excentricidad de la carga vertical es menor que 1/6 del espesor del tabique.

Los tabiques de arriostramiento no deben tener espesores menores de 8 cm.

Los espesores mínimos de la Tabla 25.3. rigen también para partes de los tabique con $b < 5d$ entre, o al lado de las aberturas, o en las partes de los tabiques con cargas concentradas, aún cuando aquellas partes sean diseñadas como columnas armadas con estribos, según el artículo 25.2..

Para tabiques de importancia secundaria, por ejemplo construcciones premoldeadas de un solo piso, están permitidos espesores menores, siempre que se tomen precauciones especiales en la ejecución, por ejemplo cuando se los moldea horizontalmente.

25.5.4. Hipótesis para el dimensionamiento y verificación de la seguridad a pandeo

25.5.4.1. Excentricidad del punto de aplicación de la carga

Para los tabiques interiores cargados de ambos lados por losas, se podrá prescindir en general de

la excentricidad de la carga de la losa, aún cuando las losas no estén unidas rígidamente a flexión con el tabique.

Para los tabiques cargados de un solo lado por losas, debe considerarse en el extremo superior del tabique una repartición triangular de tensiones debajo de la superficie de apoyo de la losa, siempre que no se tomen medidas adecuadas para asegurar el centrado de la carga. En el pie del tabique se puede admitir una rótula en el centro de la superficie de contacto.

25.5.4.2. Longitud de pandeo

La longitud de pandeo h_K depende de la altura del piso h_s y de la forma de arriostramiento del tabique, según la ecuación (51):

$$h_K = \beta \cdot h_s \quad (51)$$

Para el coeficiente β debe ponerse:

- a) en los tabiques apoyados en dos lados,

$$\beta = 1,00 \quad (52)$$

- b) en los tabiques apoyados en tres lados,

$$\beta = \frac{1}{1 + (h_s/3 b)} \geq 0,30 \quad (53)$$

- c) en los tabiques apoyados en cuatro lados,

$$\text{para } h_s \leq b \quad \beta = \frac{1}{1 + (h_s/b)^2} \quad (54)$$

$$\text{para } h_s > b \quad \beta = b/2 \cdot h_s \quad (55)$$

siendo:

- b) la distancia del borde libre hasta el eje del tabique arriostrante o la distancia entre los ejes de los tabiques arriostrantes.

Para los tabiques apoyados en dos lados que están empotrados arriba y abajo en las losas con hormigón in situ y armadura, en forma tal que los momentos en los extremos estén totalmente absorbidos, se podrá tomar sólo el 0,85% de la longitud de pandeo cuando $h_1 \leq b$. Para paredes sin armar, apoyadas en tres o cuatro lados, ver el Cuaderno 220, (ver el artículo 1.2.4.).

25.5.4.3. Verificación de la seguridad a pandeo

Para la verificación de la seguridad a pandeo de los tabiques armados y sin armar rigen los artículos 17.4. y 17.9.. Para un procedimiento aproximado ver el Cuaderno 220, (ver el artículo 1.2.4.).

Para espesores < 10 cm ver el artículo 17.2.1..

25.5.5. Detalles constructivos

25.5.5.1. Tabiques sin armar

La absorción de las reacciones horizontales, de losas de entrepiso a los tabiques, debe ser verificada. En los tabiques se colocará además, 2 barras corridas (encadenamiento), de por lo menos $d_s = 12 \text{ mm}$, aproximadamente a la altura de cada piso. Entre dos juntas de dilatación del edificio, esta armadura de encadenamiento no puede interrumpirse ni por aberturas, por ejemplo: ventanas. Los empalmes se ejecutarán según el artículo 18.6. y se desplazarán, en lo posible, entre sí.

Podrá considerarse como formando parte de la armadura de encadenamiento, a barras corridas y paralelas, en las siguientes condiciones:

- a) con la totalidad de su sección cuando la armadura de losa está ubicada a una distancia máxima de 50 cm del plano medio del tabique, y en caso de dinteles si la armadura está a una distancia máxima de 50 cm del plano medio de la losa.
- b) con la mitad de su sección, cuando la armadura que se encuentra en el tabique está a una distancia mayor que 50 cm, pero como máximo a 1 m, del plano medio de la losa (por ejemplo, en dinteles).

En el dimensionamiento se deben considerar aberturas, ranuras, huecos, etc. con excepción de ranuras verticales abiertas a posteriori que cumplan las indicaciones del siguiente párrafo: Sólo se permitirán si son verticales y si su profundidad es menor que 1/6 del espesor del tabique y no mayor que 3 cm, y su ancho menor que el espesor del mismo. La separación entre ranuras debe

ser como mínimo de 2 m y el espesor del tabique ≥ 12 cm.

25.5.5.2. Tabiques armados

Para los tabiques armados, mientras no se indique lo contrario, rige el artículo 25.5.5.1. y para la armadura longitudinal el artículo 25.2.2.1..

Los tabiques armados con una armadura menor que 0,5% de la sección estáticamente necesaria no se consideran armados y por lo tanto deben ser dimensionados como tabiques sin armar (ver el artículo 17.9.). La armadura de tales tabiques, sin embargo, puede considerarse para cubrir los momentos flexores locales y en el caso de tabiques premoldeados, para el estado de carga de transporte y montaje, como así también para coacciones; por ejemplo, por temperatura desigual, impedimento de deformación, retracción y fluencia lenta en elementos a los que sirven de apoyo.

En los tabiques portantes la armadura principal debe tener un diámetro mínimo de 8 mm, y en el caso de mallas soldadas AM 500 P y N (IV MP) y (IV MN) un mínimo de 5 mm. La máxima separación de las barras principales es de 20 cm.

La armadura transversal tendrá una sección mínima de 1/5 de la armadura principal, pero no podrá ser inferior en cada lado y por metro de altura a los siguientes valores:

- para AL 220 (I) tres barras de $d_s = 8$ mm
- para ADN 420 (III DN) tres barras de $d_s = 6$ mm
- para AM 500 P y N (IV MP) y (IV MN) cuatro barras de $d_s = 4,2$ mm
- para ATR 500 P y N (IV AP) y (IV AN) cuatro barras de $d_s = 4,2$ mm

o una cantidad mayor de barras más finas de sección equivalente.

Las barras externas de un lado deben unirse por lo menos en 4 puntos por m^2 con las barras del otro lado, por ejemplo mediante ganchos en forma de S. Si los tabiques son gruesos, se podrán anclar en el interior mediante estribos abiertos (en forma de horquillas) cuyos lados libres deben cumplir con una longitud de anclaje de $0,5 \ell_p$.

Los ganchos en forma de S pueden suprimirse si las barras principales tienen un diámetro $d_s \leq 12$ mm y si su recubrimiento es $\geq 2 d_s$. En este caso, y siempre en el caso de mallas soldadas, las barras comprimidas pueden ser exteriores.

Si la armadura de compresión estáticamente necesaria es por lado $\geq 1\%$, se deberá proceder a su estribado como en el caso de columnas, de acuerdo con el artículo 25.2.2.2..

En los bordes libres, las barras de esquina deben asegurarse mediante estribos abiertos (en forma de horquillas).

CAPITULO 26 - HORMIGON PRETENSADO

El proyecto, el cálculo y la ejecución de las estructuras de hormigón pretensado requieren un profundo conocimiento y experiencia en este tipo de construcción. Por lo tanto sólo se podrá confiar esta tarea a los profesionales y a las empresas que sean poseedores de la experiencia adecuada para que tales estructuras se realicen con el cuidado necesario.

26.1. GENERALIDADES

26.1.1. Campo de validez

Este Capítulo rige para el dimensionamiento y la ejecución de elementos estructurales de hormigón pretensado, realizados con hormigón de densidad normal y pretensados en forma total o limitada mediante elementos tensores, que en el estado definitivo queden ligados por adherencia con el hormigón.

La aplicación, por analogía, de este Capítulo a elementos estructurales en los que el procedimiento de pretensado difiere de lo antes estipulado, debe estudiarse en cada caso.

26.1.2. Conceptos

26.1.2.1. Designación de las partes componentes de una sección

En los elementos pretensados se distinguen:

- la zona comprimida
- la zona traccionada precomprimida
- los elementos tensores

Zona comprimida

Es aquella en la que, bajo las cargas de proyecto y sin pretensado, se originan tensiones de compresión por efecto de los esfuerzos axiales y de los momentos flexores. En el caso particular en que el pretensado origine tensiones de compresión en dicha zona, se denominará zona de compresión precomprimida (ver el artículo 26.15.3.).

Zona traccionada precomprimida

Es la zona en que bajo las cargas de proyecto se originan tensiones de tracción debidas a los esfuerzos axiales o a los momentos flexores, y que son fuertemente reducidas o anuladas por el

pretensado.

Bajo la acción de momentos con signos alternados puede convertirse una zona de compresión en una zona de tracción precomprimida e inversamente.

Elementos tensores

Son los elementos para absorber esfuerzos de tracción, hechos de acero, que se utilizan para generar el esfuerzo de pretensado. En este concepto se incluyen los alambres individuales y los cordones. Elementos tensores prearmados son elementos ejecutados en fábrica según el artículo 26.6.5.3..

26.1.2.2. Grado de pretensado

Pretensado total

En este caso no se admiten en el hormigón tensiones de tracción bajo las cargas de servicio (ver el artículo 26.9.1.). Se exceptúan los casos indicados en el artículo 26.10.1.1..

Pretensado limitado

En este caso se admiten en el hormigón tensiones de tracción bajo las cargas de servicio (ver el artículo 26.9.1.) hasta los límites indicados en los artículos 26.10.1.2. y 26.15..

26.1.2.3. Diferenciación del pretensado en función del momento en que se efectúa

Pretesado

En el caso del pretesado los elementos tensores se tesan antes del endurecimiento del hormigón o sea que primero se tesa y luego se hormigona (tesado en banco de tesado).

Postesado

En el caso del postesado se tesa una vez endurecido el hormigón, o sea que sirve como apoyo el hormigón ya endurecido.

26.1.2.4. Diferenciación del pretensado en función del tipo de adherencia con el hormigón

Pretensado con adherencia directa

Es el caso del pretensado en banco de tesado o similar, cuando el hormigón es colocado sobre los elementos tensores tesados, produciéndose la adherencia simultáneamente con el endurecimiento del hormigón.

Pretensado con adherencia a posteriori

Es el caso en que se efectúa el pretensado del hormigón sin adherencia con los elementos tensores, solidarizándose posteriormente dichos elementos con el hormigón (por ejemplo, mediante la inyección de lechada o mortero de cemento en las vainas), de manera tal que la adherencia resulte efectiva para todos los estados de cargas posteriores.

26.2. DIRECTIVAS COMPLEMENTARIAS

26.2.1. Campo de validez

En los capítulos siguientes se establecen los requisitos para el Proyecto, Cálculo y Ejecución de las Estructuras de Hormigón Pretensado, que sustituyen o complementan los establecidos en los Capítulos 1 a 25 para las estructuras de Hormigón Armado.

26.2.2. Requisitos para el acero y el sistema de pretensado

Para los aceros de pretensado rige el artículo 26.3.2..

Hasta que no se haya establecido un método de aprobación de los sistemas de pretensado se podrán tomar como guía los datos correspondientes de los certificados de aptitud del país de origen del sistema de pretensado, teniendo en cuenta las limitaciones que allí se indican y su compatibilidad con las tensiones indicadas en la Tabla 26.10, en particular, los renglones 64 y 67. Especialmente debe cuidarse que los anclajes no sean solicitados por esfuerzos mayores que los prescritos en dicho certificado de aptitud y en forma análoga, que esta documentación sea compatible con lo especificado con respecto a las longitudes de anclaje, esfuerzos locales, adherencia, etc.

Copia de estos certificados deberán formar parte de la Documentación de Obra.

26.2.3. Requisitos para la Documentación Técnica

En la Documentación Técnica deberán constar los datos correspondientes al sistema de pretensado, al grado de pretensado adoptado, el método de construcción y el programa de tesado.

26.2.4. Requisitos para el Personal Técnico Responsable

En la fabricación del hormigón pretensado, tanto en los lugares de construcción como en las fábricas, sólo debe admitirse como Personal Técnico Responsable al que disponga de suficiente experiencia y conocimientos referente a la construcción con hormigón pretensado. Durante la ejecución del tesado y de la inyección de las vainas, debe estar siempre presente el Director de Obra o alguna persona autorizada por el mismo, de reconocida idoneidad en la especialidad y en el sistema.

26.3. MATERIALES

26.3.1. Hormigón

26.3.1.1. Elementos postesados

El hormigón debe ser de resistencia característica mínima $f'_{ck} = 21 \text{ MN/m}^2$ (210 kgf/cm²).

En las construcciones corrientes (ver el artículo 2.8.1.) podrá utilizarse además, para completar a posteriori los elementos pretensados premoldeados, hormigón in situ de resistencia $f'_{ck} = 13 \text{ MN/m}^2$ (130 kgf/cm²).

El contenido de cloruros del agua de mezclado no puede superar los valores dados en el artículo 4.5.. No se permite la utilización de agua de mar, ni de otras aguas con sales. Cuando no se pueda evitar el contacto entre el hormigón y el acero tesado (por ejemplo, en anclajes en abanico) rigen para los agregados del hormigón las especificaciones del artículo 26.3.1.2..

Los aditivos para hormigón pueden usarse sólo cuando estén expresamente especificados para ser usados con hormigón pretensado (ver el artículo 4.6.).

26.3.1.2. Elementos pretensados con adherencia directa

El hormigón debe ser de resistencia características mínima $f'_{ck} = 30 \text{ MN/m}^2$ (300 kgf/cm²). Ver el anexo a este artículo.

Los agregados a emplear en el hormigón deben tener un contenido de cloruro tal que sumado al contenido de cloruros del agua no supere los valores especificados en el artículo 4.5..

Los cementos se rigen por lo indicado en el artículo 4.1..

No pueden utilizarse adiciones minerales pulverulentas.

26.3.2. Acero para pretensado

Para los alambres lisos, perfilados y nervurados rige la norma IRAM-IAS U 500-517, para los cordones de dos o tres alambres de hormigón pretensado rige la norma IRAM-IAS U 500-07, y para los cordones de siete alambres rige la norma IRAM-IAS U 500-03. Estas normas deben completarse con las exigencias y recomendaciones de los certificados de aptitud (correspondientes al país de origen) de los sistemas de pretensado (ver el artículo 26.2.2.) y eventualmente deberán ser determinados por ensayos. El acero para pretensado debe protegerse contra la corrosión de acuerdo con lo indicado en el artículo 26.6.5.. El hormigón deberá ser compactado de manera que garantice una buena protección de la armadura. Estos cuidados deben extremarse cuando se utilicen alambres o cordones finos. (Ver el anexo a este artículo).

26.3.3. Inyección de vainas

La composición y las propiedades de la mezcla para la inyección de las vainas deben cumplir con lo establecido en el Capítulo 27.

26.4. COMPROBACION DE LA CALIDAD DE LOS MATERIALES Y METODOS

Para el hormigón y el acero no teso rige lo dispuesto en los Capítulos 6 a 14.

Con respecto al acero y al sistema de pretensado rige lo dispuesto en el artículo 26.2.2..

Además de los ensayos realizados en las plantas productoras se deben llevar a cabo los controles indicados en la Tabla 26.1.

Para el acero de pretensado se verificarán sus características en cada entrega, dejando constancia de ello por escrito.

26.5. REALIZACION DEL PRETENSADO

26.5.1. Edad del hormigón al efectuar el pretensado

El pretensado recién se podrá efectuar cuando el hormigón tenga la resistencia adecuada para resistir las tensiones del pretensado y los esfuerzos en los anclajes. Se deberá verificar la resistencia del hormigón requerida en cada etapa. Esto se considera logrado, cuando para el pretensado definitivo se comprueba, de acuerdo con el artículo 6.2., que la resistencia media f'_{cm} ha alcanzado por lo menos los valores de la Tabla 26.2 (columna 3).

Si para evitar la fisuración por retracción y temperatura, o para acelerar el desencofrado de algunos elementos se requiere aplicar un pretensado previo parcial, se deberá comprobar que la resistencia media f'_{cm} obtenida de acuerdo con lo indicado en el artículo 6.2. ha alcanzado los valores de la Tabla 26.2., columna 2. Ni en los anclajes, ni en la estructura, se podrá superar en esta etapa el 30% de las tensiones admisibles. Si la resistencia verificada está entre los valores de las columnas 2 y 3, el esfuerzo de pretensado se podrá aumentar interpolando linealmente.

Tabla 26.1. Control de producción.

	1	2	3	4
	Elemento de ensayo	Tipo de ensayo	Requisitos	Frecuencia
1a	Acero para pretensado	Control de la entrega según el tipo y el diámetro de acuerdo con la norma IRAM-IAS respectiva y con las exigencias particulares del sistema a emplear	Caracterización; Verificación del control de calidad, sin daños; sin oxidación no permitida	Cada entrega
1b		Control de los vehículos de transporte	Carga seca y cubierta; sin impurezas	Cada entrega
1c		Control de almacenamiento	Almacenamiento aireado y seco; sin impurezas; sin transferencia de materiales corrosivos (ver el artículo 26.6.5.1)	En caso necesario
2	Elementos tensores prearmados	Control de la entrega	Cumplimiento de las determinaciones del artículo 26.6.5.3	Cada entrega
3	Sistema de pretensado		Cumplimiento de las exigencias del sistema de pretensado (ver el artículo 26.2.2)	Cada utilización
4	Dispositivo para el tesado	Control de la instalación para el tesado	Cumplimiento de las tolerancias según el artículo 26.5.2.	Cada 6 meses
5	Pretensado	Mediciones según el programa de tesado (ver el artículo 26.5.3.)	Cumplimiento del programa de tesado	Cada proceso de tesado
6	Trabajos de inyección	Control de la inyección	Cumplimiento del Capítulo 27	Cada elemento de tesado

Tabla 26.2. Resistencias mínimas del hormigón al aplicar el pretensado.

	1	2	3
	Clase de resistencia del hormigón (1)	Resistencia a la compresión f'_{cm} al aplicar el pretensado parcial	Resistencia a la compresión f'_{cm} al aplicar el pretensado definitivo
1	H - 21	10	20
2	H - 30	13,5	27
3	H - 38	17	34
4	H - 47	20	40
(1)	La clase de resistencia del hormigón es la resistencia exigida para el hormigón, según el certificado de aptitud de cada sistema de pretensado.		

26.5.2. Dispositivos para el tesado

Los dispositivos para el tesado deberán verificarse antes de su primera utilización. Esta verificación deberá repetirse cada 6 meses, con aparatos calibrados que permitan determinar las desviaciones que indican las lecturas de los dispositivos de tesado con respecto al valor real. En cuanto estas desviaciones dependan de influencias externas (por ejemplo, prensas con presión de aceite dependientes de la temperatura), esto se deberá tener en cuenta.

No se podrán emplear dispositivos con una desviación de $\pm 5\%$ en el entorno del esfuerzo de pretensado definitivo que con ellos se debe aplicar.

26.5.3. Procedimiento y mediciones para el tesado

El esfuerzo de tesado se aplicará según un programa de tesado, que se adosará al cálculo estático. El programa debe contener además del orden cronológico del tesado para cada elemento tensor, las indicaciones referentes al esfuerzo de tesado y al alargamiento previsto, teniendo en cuenta la fricción, el acortamiento del hormigón, eventualmente el deslizamiento de los anclajes y el proceso de desapuntalamiento. En caso de un tesado parcial deben tenerse en cuenta las pérdidas de esfuerzo de pretensado que se producen hasta el pretensado definitivo. El orden del tesado debe elegirse en forma tal, que no aparezcan tensiones inadmisibles.

Las mediciones efectuadas durante el tesado deben registrarse en un Acta donde se asentarán todas las mediciones efectuadas durante el tesado y todas las irregularidades que se presentaron. Las mediciones deben abarcar como mínimo el esfuerzo de tesado y el alargamiento. Este Acta formará parte de la Documentación de Obra. Si en un elemento tensor la suma de los valores absolutos de la desviación porcentual del esfuerzo de tesado y de la desviación del alargamiento respecto de los valores fijados es mayor que el 15%, deberá informarse inmediatamente al

Director de Obra. Asimismo, deberá informarse al Director de Obra, si la diferencia del esfuerzo de tesado o la diferencia del alargamiento con respecto a los valores fijados es mayor que el 5% para la suma de los valores correspondientes de todos los elementos tensores ubicados en una sección.

Deberá evitarse una transferencia brusca del esfuerzo de pretensado.

26.6. BASES PARA EL DETALLE CONSTRUCTIVO Y PARA LA EJECUCION

26.6.1. Armadura no tesa

En general, rigen las directivas para recubrimiento y armado de la armadura dadas en los Capítulos 12 y 18 de este Reglamento.

Barras comprimidas

Las barras de la capa de armadura más cercana a la superficie del paramento exterior, al estar fuertemente solicitadas a compresión (por ejemplo, por pretensado) pueden pandear, por lo que deben estar aseguradas contra pandeo como mínimo en cuatro puntos por m^2 (mediante ganchos o estribos en forma de horquilla), si la tensión del hormigón bajo cargas de servicio es superior a $0,17 f'_{ck}$. Se podrá prescindir de esto en el caso de barras longitudinales de diámetro $d_s \leq 12$ mm, si el recubrimiento es por lo menos igual al doble del espesor de la barra. Una armadura de compresión requerida por cálculo, debe estribarse de acuerdo con el artículo 25.2.2.2..

26.6.2. Recubrimiento de los elementos tensores y separación entre los mismos

26.6.2.1. Elementos tensores en vainas

El recubrimiento de hormigón de las vainas para elementos tensores debe ser por lo menos de 3,0 cm.

26.6.2.2. La separación libre entre vainas debe ser por lo menos igual a 0,8 veces el diámetro interno de las vainas y no inferior a 2,5 cm. Ver las recomendaciones para el tamaño máximo de los agregados del artículo 9.2.2., el que deberá hacerse extensivo a la separación de las vainas.

26.6.2.3. El recubrimiento mínimo de hormigón de los elementos tensores con adherencia directa está determinado por las exigencias de protección contra la corrosión de los alambres, por la posibilidad de una buena colocación del hormigón y por la necesidad de un anclaje eficaz. Deberá adoptarse el mayor de los tres valores necesarios.

Para la protección contra la corrosión se deben tomar los recubrimientos establecidos en la Tabla 12.1. para el hormigón pretensado.

Los recubrimientos establecidos podrán disminuirse en 0,5 cm en los siguientes casos:

- a) en losas, cáscaras y estructuras plegadas, si los elementos tensores no son cruzados por armadura no tesa dentro del espesor del recubrimiento;
- b) en los elementos premoldeados, en aquellos lugares donde se agregará una capa de hormigón in situ de por lo menos 2 cm de espesor;
- c) en los elementos tensores de pretensado que no son esenciales para la capacidad portante de los elementos estructurales una vez ubicados definitivamente (por ejemplo, armadura para transporte y montaje).

Para el anclaje efectivo de alambres nervurados redondos y de cordones con $d_v \leq 12 \text{ mm}$, así como también de alambres individuales no redondos con $d_v \leq 8 \text{ mm}$ rigen los siguientes recubrimientos mínimos de hormigón:

- para alambres perfilados y para cordones de alambres individuales lisos $c = 1,5 d_v$ (56)

- para alambres nervurados $c = 2,5 d_v$ (57)

Siendo d_v :

- a) Para alambres redondos, el diámetro del alambre.
- b) Para alambres no redondos, el diámetro de un alambre redondo de la misma sección transversal.
- c) Para cordones, el diámetro nominal.

26.6.2.4. En el caso de pretensado con adherencia directa, la separación entre elementos tensores debe ser mayor que el tamaño del agregado predominante y no debería ser menor que los valores resultantes de las ecuaciones (56) y (57) del artículo 26.6.2.3..

En la distribución de los elementos tensores, en el ancho de una sección transversal, la separación libre entre los mismos puede reducirse hasta 1 cm en los grupos de hasta 3 elementos tensores con $d_v \leq 10 \text{ mm}$, siempre que por capa no se ubiquen más elementos que los que resulten de una distribución uniforme hecha con separación admisible.

26.6.2.5. Entre los elementos tensores y eventuales elementos embutidos cincados, debe existir por lo menos un espesor de 2,0 cm de hormigón. Además no puede haber ninguna unión metálica entre ambos.

26.6.2.6. Cantidad mínima de elementos tensores

26.6.2.6.1. En la zona traccionada precomprimida de los elementos constructivos portantes, el número mínimo de elementos tensores (o en caso de utilizarse haces de alambres, la cantidad total de alambres), debe ser igual o mayor que el indicado en la columna 2 de la Tabla 26.3. Los valores que allí se indican rigen en la hipótesis de que todos los alambres tengan igual diámetro.

Si se utilizan barras o alambres de secciones diferentes, se debe realizar siempre la comprobación establecida en el artículo 26.6.2.6.2..

Tabla 26.3. Cantidad de elementos tensores.

	1	2	3
	Tipo de elementos tensores	Cantidad mínima (según el artículo 26.6.2.6.1.)	Cantidad de alambres que fallan teóricamente ⁽¹⁾
1	Alambres individuales	3	1
2	Alambre en caso de haces de alambres	7	3
3	Cordones de 7 alambres; diámetro de cada alambre $d_v \geq 4 \text{ mm}$ ⁽²⁾	1	--
(1) Si se utilizan alambres de secciones diferentes deben considerarse los alambres de diámetro mayor.			
(2) Si en casos especiales se utilizan cordones con alambres de menor diámetro la cantidad mínima se eleva a 2.			

26.6.2.6.2. Se permite una reducción de los valores mínimos indicados en la columna 2, renglones 1 y 2 de la Tabla 26.3., siempre que se compruebe que en caso de que falle un número de alambres según lo indicado en la columna 3, las solicitaciones originadas por las cargas y eventuales coacciones pueden ser absorbidas por los elementos tensores que quedan. Esta verificación se hará en base a las indicaciones para la verificación de la seguridad a rotura (ver los artículos 26.11., 26.12.3. y 26.12.4.), con $\gamma = 1,0$ en vez de $\gamma = 1,75$.

Se pueden tener en cuenta reservas portantes, como por ejemplo distribución transversal de las cargas y eventuales redistribuciones de las solicitaciones por modificación del esquema estático.

Si en esta verificación se tienen en cuenta también elementos constructivos de hormigón armado, podrá utilizarse para la verificación según el artículo 17.2.2., el coeficiente de seguridad $\gamma = 1,0$.

En el dimensionamiento para corte y torsión, los valores básicos de la tensión de corte indicados en el artículo 17.5. pueden incrementarse 1,75 veces.

26.6.3. Soldadura

La soldadura del acero para pretensado no se admite; en cambio se permite el corte autógeno detrás del anclaje. Para la soldadura de la armadura no tesa rige lo establecido en las respectivas normas de los productos.

El acero de pretensado y sus anclajes deben ser protegidos contra la temperatura y el desprendimiento de material utilizado para soldar, debido a soldaduras efectuadas en su cercanía.

26.6.4. Vainas

Previamente al hormigonado se deberán controlar las vainas y verificar la eventual existencia de quiebres o abolladuras u otros daños. En el caso de que dichos daños puedan afectar el tesado o si aparecen puntos no estancos, se deberán tomar las medidas correspondientes para subsanar estos inconvenientes. Se cuidará especialmente el sellado de los empalmes de las vainas. Las vainas se deben fijar de tal manera que no se desplacen durante el hormigonado.

26.6.5. Colocación de los elementos tensores y protección contra la corrosión del acero de pretensado

26.6.5.1. Generalidades

El acero para tesar debe estar limpio y libre de oxidación.

Pueden utilizarse aceros con una leve oxidación superficial. Se entiende por leve oxidación superficial aquella que es producida por un ataque de óxido uniforme, que no ha llegado a formar cicatrices reconocibles por inspección visual y que puede ser eliminada mediante una única pasada con un paño levemente aceitado. No es necesario efectuar dicha limpieza.

La confección de los elementos tensores, como también el corte de los alambres debe hacerse en lugares secos.

Los elementos tensores, una vez armados, deben almacenarse hasta su montaje en los encofrados, en lugares secos y separados del suelo. Deben ser protegidos del contacto con sustancias químicas y de la humedad. Durante la colocación de los elementos tensores deben evitarse quiebres o daños mecánicos. El acero de pretensado debe protegerse contra la corrosión y la suciedad también en el lapso que media entre su colocación y la inyección de las vainas, especialmente si dicho lapso es mayor de 6 semanas.

Los alambres para un elemento tensor deben corresponder en lo posible a una misma entrega (colada).

Las placas de anclaje y los cuerpos de anclaje deben disponerse en ángulo recto respecto del eje del elemento tensor.

26.6.5.2. Protección contra la corrosión hasta la inyección

El intervalo entre la fabricación del elemento tensor y la inyección del mortero o lechada de cemento debe ser el mínimo posible. La inyección debe efectuarse lo antes posible después de tesados los elementos tensores. Los intervalos permitidos deben juzgarse teniendo en cuenta las condiciones locales.

Cuando se impide la entrada y acumulación de humedad (también agua de condensación), pueden considerarse como intervalos no perjudiciales para el acero de pretensado (o sea, período sin necesidad de comprobaciones o verificaciones especiales) los siguientes:

- entre la fabricación del elemento tensor y la inyección hasta 12 semanas, de las cuales hasta 4 semanas libre en los encofrados y hasta 2 semanas bajo tensión.

Si no se cumplen estas condiciones se deben prever medidas especiales para una protección temporaria contra la corrosión de los aceros. Caso contrario se debe verificar que no hay una corrosión perjudicial.

Como medio de protección especial es adecuado, por ejemplo, un barrido periódico de los canales de tesado (vainas) con aire previamente secado y eventualmente purificado.

Se debe verificar que las medidas de protección adoptadas sean suficientes e inocuas tanto para el acero como para la mezcla de inyección y para la adherencia entre los elementos tensores y la mezcla de inyección.

26.6.5.3. Elementos tensores prearmados

La fabricación se debe realizar en lugares cerrados.

Las condiciones exigidas para el transporte y almacenamiento del acero deben respetarse también para los elementos tensores. Estos deben dejar la planta debidamente protegidos.

Junto con los elementos tensores se debe entregar la siguiente documentación:

- remito con indicación de la obra, tipo de elemento tensor, número de posición de los elementos tensores, fecha de fabricación, de entrega y la confirmación de que los elementos tensores han pasado el control de calidad. El remito debe contener también los datos de la etiqueta de los aceros utilizados;
- constancias de la procedencia cuando se utilizan aceros sobrantes de otras partidas.

Los elementos tensores deben ser revisados en el momento de su entrega por el Director de Obra o su representante con el fin de detectar eventuales daños producidos durante el transporte (daños

visibles en vainas y anclajes).

26.6.6. Obtención de la adherencia a posteriori

La inyección de las vainas para la protección contra la corrosión de las armaduras y para la obtención de la adherencia a posteriori, requiere un especial cuidado.

Para ello rige el Capítulo 27: "Inyección de vainas".

Debe asegurarse que los elementos tensores estén cubiertos con mortero o lechada de cemento.

Se dejará constancia en el Acta (ver el artículo 26.5.3.) de la fecha en que se efectuó la inyección y de las observaciones, si las hubiere.

26.6.7. Armadura mínima

26.6.7.1. Generalidades

Si por el cálculo o por razones constructivas no resulta una armadura no tesa mayor que la que se especifica en los artículos siguientes, deberá colocarse por lo menos esta armadura mínima. Se recomienda que la separación entre barras no supere los 20 cm.

En el caso de pretensado con adherencia directa se podrán incluir los alambres de pretensado para el cómputo de la armadura mínima, considerándolos al efecto, como acero tipo III.

En cada sección es determinante solamente el valor máximo de la armadura superficial o de la armadura longitudinal o de la armadura de corte. No es por lo tanto necesario sumar los distintos tipos de armadura mínima en una sección.

Para puentes y construcciones similares (es decir, estructuras a la intemperie y con cargas no predominantemente estáticas) los diámetros de las barras y alambres no serán inferiores a:

- para AL 220 (I) $d_s = 10 \text{ mm}$
- para ADN 420 (III DN) $d_s = 8 \text{ mm}$
- para AM 500 N (IV AN) y ATR 500 N (IV AN)
y con separación de los alambres no mayor que 150 mm $d_s = 6 \text{ mm}$

26.6.7.2. Armadura superficial de losas

En el plano superior e inferior de las losas se dispondrán mallas de armadura, formadas por dos capas aproximadamente ortogonales, con una sección transversal según la Tabla 26.4., renglón 1.

Las capas indicadas pueden integrarse mediante varias capas suficientemente cercanas a la superficie de la losa.

En cambio no es necesario una armadura superior mínima en las losas simplemente apoyadas, en las construcciones corrientes (ver el artículo 2.8.1.).

En losas con sección transversal llena y con un ancho $b \leq 1,20 \text{ m}$ puede prescindirse también de la armadura transversal inferior mínima.

Para empotramientos no contemplados en los cálculos se debe colocar sin embargo, la armadura mínima en la dirección del empotramiento sobre el apoyo y extenderla sobre un cuarto de la luz de la losa.

Tabla 26.4. Armadura mínima por metro

1	2		3	4	5
	Losas o vigas anchas ($b_0 > d_0$) (*)				
	Para todos los elementos constructivos excepto puentes y obras similares	En puentes y obras similares	Vigas con $b_0 \leq d_0$ (*)		
1	Armadura en el plano superior e inferior (cada una de las 4 capas). Ver también el artículo 26.6.7.2..	0,5 μd	1,0 μd	---	---
2 a	Armaduras longitudinales en vigas, en cada superficie lateral, en losas en cada borde apoyado o no apoyado.	0,5 μd	1,0 μd	0,5 μb_0	1,0 μb_0
2b	Armadura longitudinal superior e inferior.	---	----	Por unidad de longitud del perímetro de acuerdo con la línea 2a.	1,0 μd_0
3	Armadura vertical en cada borde apoyado o no apoyado (ver el artículo 18.9.1.).	1,0 μd	1,0 μd	---	----
4	Armadura de corte en placas (suma de las capas), (por ejemplo, losa de cordones traccionados y comprimidos de vigas).	a) 1,0 μd (con pretensado direccional transversal). b) 2,0 μd (sin pretensado transversal).	2,0 μd	----	----
5	Armadura de corte del alma de vigas (suma de las ramas).	2 μb_0 (sólo en vigas anchas, cuando σ_1 es mayor que los valores de la Tabla 26.9. renglón 51)		2,0 μb_0	2,0 μb_0

Los valores para μ se deben tomar de la Tabla 26.5.

(*) b_0 Es el ancho del alma a la altura del baricentro de la sección transversal total; en el caso de losas huecas con agujeros aproximadamente circulares es el espesor mínimo de alma.

Tabla 26.5. Valores básicos μ de la armadura mínima.

	1	2	3	4
	Clase de hormigón prevista	AL 220	ADN 420	AM 500 N
1	H - 21	0,13 %	0,07 %	0,06 %
2	H - 30	0,17 %	0,09 %	0,08 %
3	H - 38	0,19 %	0,10 %	0,09 %
4	H - 47	0,21 %	0,11 %	0,10 %

En el caso de losas aligeradas con huecos aproximadamente circulares, se podrá referir la cuantía de armadura longitudinal a la sección neta de hormigón. La armadura transversal, en cambio, se determinará en función de la sección total sin deducción de los agujeros. Las almas de estas losas deberán tener una armadura de corte de acuerdo con el artículo 26.6.7.5.. Las losas aligeradas con huecos aproximadamente rectangulares, se tratarán como vigas de sección cajón.

En el caso de losas de espesor variable se podrá determinar la armadura mínima en función del espesor promedio d_m .

26.6.7.3. Armadura de corte en las losas actuantes como cordones de viga (efecto de placa)

Para la armadura de corte, (originada por el efecto de viga), de losas o placas que forman parte de los cordones comprimidos o traccionados, la armadura mínima se debe referir al espesor local de la losa.

Para la armadura de corte de cordones traccionados o comprimidos de vigas, es válida la Tabla 26.4., renglón 4.

26.6.7.4. Armadura longitudinal de almas de vigas

Para la armadura longitudinal de almas de vigas rige la Tabla 26.4., renglones 2a y 2b.

26.6.7.5. Armadura de corte en el alma de las vigas

Para la armadura de corte mínima en el alma de las vigas rige la Tabla 26.4., renglón 5.

26.6.7.6. Armadura longitudinal en la zona de los apoyos de estructuras continuas de puentes y estructuras similares

En la zona de los apoyos de estructuras hiperestáticas continuas (con excepción de losas macizas)

se colocará una armadura longitudinal en el tercio inferior del alma y en las losas (placas) inferiores, si la tensión de compresión en el borde es menor que 1 MPa (10 kgf/cm²). Esta armadura longitudinal se calculará como un porcentaje de la sección total del alma y de la placa inferior. El porcentaje de armadura puede interpolarse linealmente entre 0,2% y 0% para tensiones de compresión de borde comprendidas entre 0 y 1 MPa (10 kgf/cm²), con aceros tipo III y IV.

La mitad de esta armadura podrá terminar como mínimo a una distancia ($d_o + \ell_o$), el resto a una distancia ($2 d_o + \ell_o$) del eje del apoyo, siendo d_o la altura de la viga y ℓ_o la medida básica de la longitud de anclaje según el artículo 18.5.2.1..

26.6.8. Limitación de la fisuración por temperatura y retracción

En los casos en que existe el peligro de que la temperatura producida por el calor de hidratación origine, en estructuras de gran espesor, tensiones por temperaturas elevadas y por lo tanto, un proceso de fisuración, se deberán prever medidas adecuadas para evitarlo, por ejemplo: agregados enfriados, protección contra una rápida disminución de la temperatura en las zonas superficiales, aplicación de un pretensado parcial, utilización de cementos de bajo calor de hidratación, etc.

También el hormigonado por etapas (por ejemplo: losas de fondo - alma - tablero, en un puente cajón) puede exigir la adopción de medidas para disminuir la fisuración por diferencias de temperatura o retracción.

26.7. BASES DEL CALCULO

26.7.1. Verificaciones exigidas

En estructuras pretensadas se exigen las siguientes verificaciones:

- a) Bajo cargas de servicio (ver el artículo 26.9.) no se deberán sobrepasar las tensiones admisibles de la Tabla 26.9. Esta verificación se hará en la hipótesis de la proporcionalidad entre las tensiones y las deformaciones.
- b) El control de la limitación de la fisuración según el artículo 26.9..
- c) La verificación de la seguridad a rotura según el artículo 26.11..
- d) La verificación de las tensiones principales y de la seguridad al corte según el artículo 26.12..
- e) La verificación de la adherencia entre los elementos tensores y el hormigón según el artículo 26.13..

- f) La verificación de la cobertura del diagrama de tracciones como también la verificación de anclajes y acoplamientos de los elementos tensores según los artículos 26.14. y 26.15.9..

26.7.2. Módulos de elasticidad de los aceros

Para todas las verificaciones bajo cargas de servicio se podrá admitir el comportamiento elástico del acero. Para los aceros no tesos rige el Capítulo 17.

Para el acero de pretensado, salvo datos más exactos, se podrá admitir en general:

- Para alambres

$$E = 2,05 \cdot 10^5 \text{ MPa } (20,5 \cdot 10^5 \text{ kgf/cm}^2)$$

- Para cordones

$$E = 1,95 \cdot 10^5 \text{ MPa } (19,5 \cdot 10^5 \text{ kgf/cm}^2)$$

Para la determinación del alargamiento de los elementos tensores debidos al tesado se usará el diagrama σ/ϵ , suministrado por el fabricante y correspondiente a la partida que se está utilizando.

26.7.3. Módulo de elasticidad longitudinal y transversal del hormigón

Para todas las verificaciones bajo cargas de servicio, como también para el cálculo de las sollicitaciones características por encima de las cargas de servicio, se podrán usar los módulos de elasticidad E_b , dados en la Tabla 26.6. y válidos para compresión y tracción.

Se deberá tener en cuenta que los agregados sedimentarios pueden conducir a módulos menores en casi 40% y las rocas magmáticas (basalto) pueden incrementarlo en casi 40%.

En los casos en que se deba tener en cuenta la dilatación transversal se podrá considerar el valor $\mu = 0,2$.

Para el cálculo de las deformaciones del hormigón por sobre el estado correspondiente a las cargas de servicio, ver el artículo 16.3..

Tabla 26.6. Módulos de elasticidad longitudinal y transversal del hormigón. Valores indicativos

	1	2	3
	Resistencia característica f'_{ck} MPa (*)	E_b MPa (*)	G_b MPa (*)
1	21	30 000	13 000
2	30	34 000	14 000
3	38	37 000	15 000
4	47	39 000	16 000
(*) 1 MPa = 10 kgf/cm ²			

26.7.4. Contribución del hormigón en la zona traccionada

En todos los cálculos bajo cargas de servicio puede considerarse en la verificación de las tensiones la contribución del hormigón en la zona traccionada. Para el control de la fisuración se deberá tener en cuenta el artículo 26.10.2..

26.7.5. Secciones completadas a posteriori

Si las secciones se completan a posteriori con hormigón in situ, se deberán efectuar las verificaciones exigidas en el artículo 26.7.1., tanto para la sección primitiva como para la sección completada a posteriori. Cuando corresponda se tendrán en cuenta en los cálculos los diferentes módulos de elasticidad, de resistencia, etc., de los hormigones de ambas secciones.

En la verificación a rotura de la sección completa se podrá admitir que ésta actúa para la totalidad de las cargas como si hubiera sido hormigonada en una sola pieza. Esto supone que la junta entre la sección primitiva y la parte complementaria ha sido ejecutada y armada para absorber la totalidad de los esfuerzos principales de tracción correspondientes a esta hipótesis de cálculo. Para la armadura de enlace ver el artículo 26.12.7.

26.7.6. Momentos de apoyo

Si en el cálculo se han supuesto apoyos sin restricción al giro, el diagrama de momentos deberá redondearse en forma parabólica sobre estos apoyos (ver el artículo 15.4.1.2.).

26.8. PERDIDAS POR RELAJACION DEL ACERO, RETRACCION Y FLUENCIA LENTA DEL HORMIGON (Para el cálculo de las pérdidas por fricción ver el anexo a este artículo)

26.8.1. Definiciones y campo de validez

Por fluencia lenta (creep) se entiende el incremento de la deformación en función del tiempo a tensión constante.

Por relajación se entiende la disminución de la tensión en función del tiempo bajo una deformación impuesta de magnitud constante.

Por retracción se entiende el acortamiento del hormigón descargado a medida que pierde humedad, admitiéndose al efecto, que el proceso no es influido por las tensiones actuantes sobre el hormigón.

Las disposiciones que siguen rigen para condiciones y sollicitaciones usuales. Para casos excepcionales (por ejemplo: temperaturas elevadas, aún en el caso de corta duración), se deberán considerar influencias adicionales. Para el cálculo de las pérdidas de tensión por retracción, relajación y fluencia lenta del hormigón ver el anexo a este artículo.

26.8.2. Acero para pretensado

Se deberán tener en cuenta las pérdidas por relajación del acero. El valor correspondiente al acero y a la tensión empleada deberá ser suministrado por el fabricante. (Ver el anexo a este artículo).

26.8.3. Fluencia lenta del hormigón

La fluencia lenta del hormigón depende principalmente de las condiciones higrométricas del ambiente, de las dimensiones de la pieza y de la composición del hormigón. Depende también del grado de endurecimiento del hormigón a la edad en que se aplican las cargas y de la magnitud y duración de las mismas.

La deformación específica a tensión constante originada por la fluencia lenta puede expresarse como:

$$\varepsilon_k = \frac{\sigma_0}{E_b} \cdot \varphi_t \quad (58)$$

φ_t es el factor de fluencia, que contempla el incremento de la deformación producida por la fluencia lenta.

En el caso de tensión variable es válido el artículo 26.8.7.2.. Para E_b el artículo 26.7.3..

Como en general se deben tener en cuenta los efectos de la fluencia lenta para $t = \infty$, se pueden simplificar los cálculos, utilizando el valor de fluencia lenta final φ_{∞} ; de acuerdo con la Tabla 26.7..

Si es necesaria una verificación más exacta, o si se debe determinar la deformación producida por la fluencia lenta para un tiempo distinto de $t = \infty$, puede determinarse φ_t en base a la fluencia propiamente dicha y al acortamiento elástico diferido.

$$\varphi_t = \varphi_{f0} (k_{f,t} - k_{f,t_0}) + 0,4 k_{v, (t - t_0)} \quad (59)$$

siendo:

- φ_{f0} el coeficiente de fluencia básico, según la Tabla 26.8., columna 3;
- k_f el coeficiente según la Figura 59, que contempla la variación de la fluencia lenta en el tiempo, en función del espesor ficticio del elemento estructural d_{ef} (según el artículo 26.8.5.), del tipo de cemento y de la edad del hormigón;
- t la edad efectiva del hormigón para el tiempo buscado, según el artículo 26.8.6.;
- t_0 la edad efectiva del hormigón al aplicar la tensión, según el artículo 26.8.6.;
- k_v el coeficiente según la Figura 60 que contempla la variación del acortamiento elástico diferido en función del tiempo.

Cuando el proceso de fluencia lenta que se estudia se extiende a más de 3 meses puede emplearse simplificadaamente

$$k_{v, (t - t_0)} = 1$$

26.8.4. Retracción

Depende de las condiciones higrométricas del ambiente, de las dimensiones de la pieza y de la composición del hormigón.

Si se debe considerar la influencia de la retracción desde cuando se hace efectiva hasta el tiempo $t = \infty$, puede calcularse con el valor final $\epsilon_{s\infty}$ según la Tabla 26.7..

Si se debe considerar la influencia de la retracción al tiempo $t \neq \infty$ el valor de la retracción para el tiempo t se podrá determinar con la ecuación (60).

$$\varepsilon_{s,t} = \varepsilon_{s_0} \left[k_{s,t} - k_{s,t_0} \right] \quad (60)$$

Tabla 26.7. Coeficiente de fluencia lenta y final y retracción final, en función de la edad efectiva del hormigón y del espesor medio del elemento estructural. Valores guía

Curva	Ambiente	Espesor medio $d_m = 2 \frac{A}{u}$	Coeficiente de fluencia lenta final ϕ_{∞}	Retracción final $\epsilon_{g,\infty}$
1	húmedo, al aire libre (humedad relativa del aire ≈ 70%)	pequeño (≤ 10 cm)		
		grande (≥ 80 cm)		
2	seco, en ambientes interiores (humedad relativa del aire = 50%)	pequeño (≤ 10 cm)		
		grande (≥ 80 cm)		
3	seco, en ambientes interiores (humedad relativa del aire = 50%)	pequeño (≤ 10 cm)		
		grande (≥ 80 cm)		
4				

Edad t_0 del hormigón al aplicar la carga, en días

Edad t_0 del hormigón según artículo 26.8.4., en días

Condiciones de utilización:
 Los valores de la Tabla 27.1 son válidos para hormigón de consistencia A_2 . Para consistencias A_1 y A_3 se deben reducir o elevar respectivamente los valores en un 25%. Si se utilizan fluidificantes puede utilizarse la consistencia inicial.
 La Tabla es válida para hormigón que endurece bajo temperatura normal, preparado con cementos de resistencia a compresión de 30MPa (300 kgf/cm²) y 40 MPa (400 kgf/cm²). La influencia sobre la fluencia lenta de cementos de endurecimiento más lento o de endurecimiento más rápido puede contemplarse tomando para la edad del hormigón al aplicar la carga, los valores de esta Tabla multiplicados por 0,5 o por 1,5, respectivamente.
 1) A = área de la sección transversal de hormigón.
 u = perimetro del elemento estructural expuesto a la atmósfera.

siendo:

- ϵ_{s0} el valor básico de la retracción, según la Tabla 26.8., columna 4;
- k_s el coeficiente que contempla la variación en el tiempo de la retracción, según la Figura 61;
- t la edad efectiva del hormigón al tiempo "t" estudiada, según el artículo 26.8.6.;
- t_0 la edad efectiva del hormigón según el artículo 26.8.6. en el momento a partir del cual se debe considerar la influencia de la retracción.

Tabla 26.8. Coeficiente básico de fluencia lenta y retracción básica en función del ambiente. Valores guía

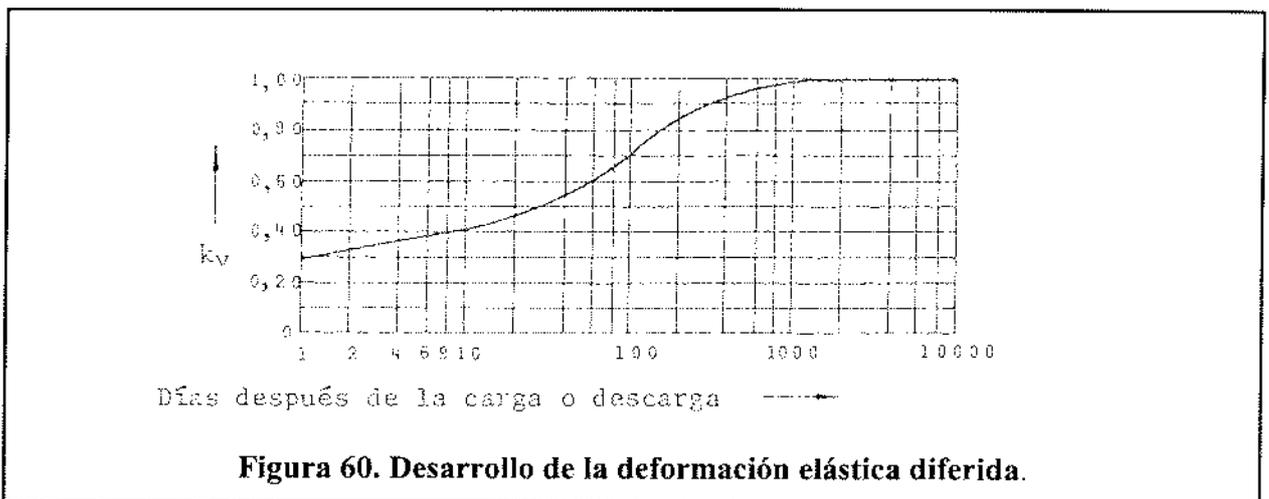
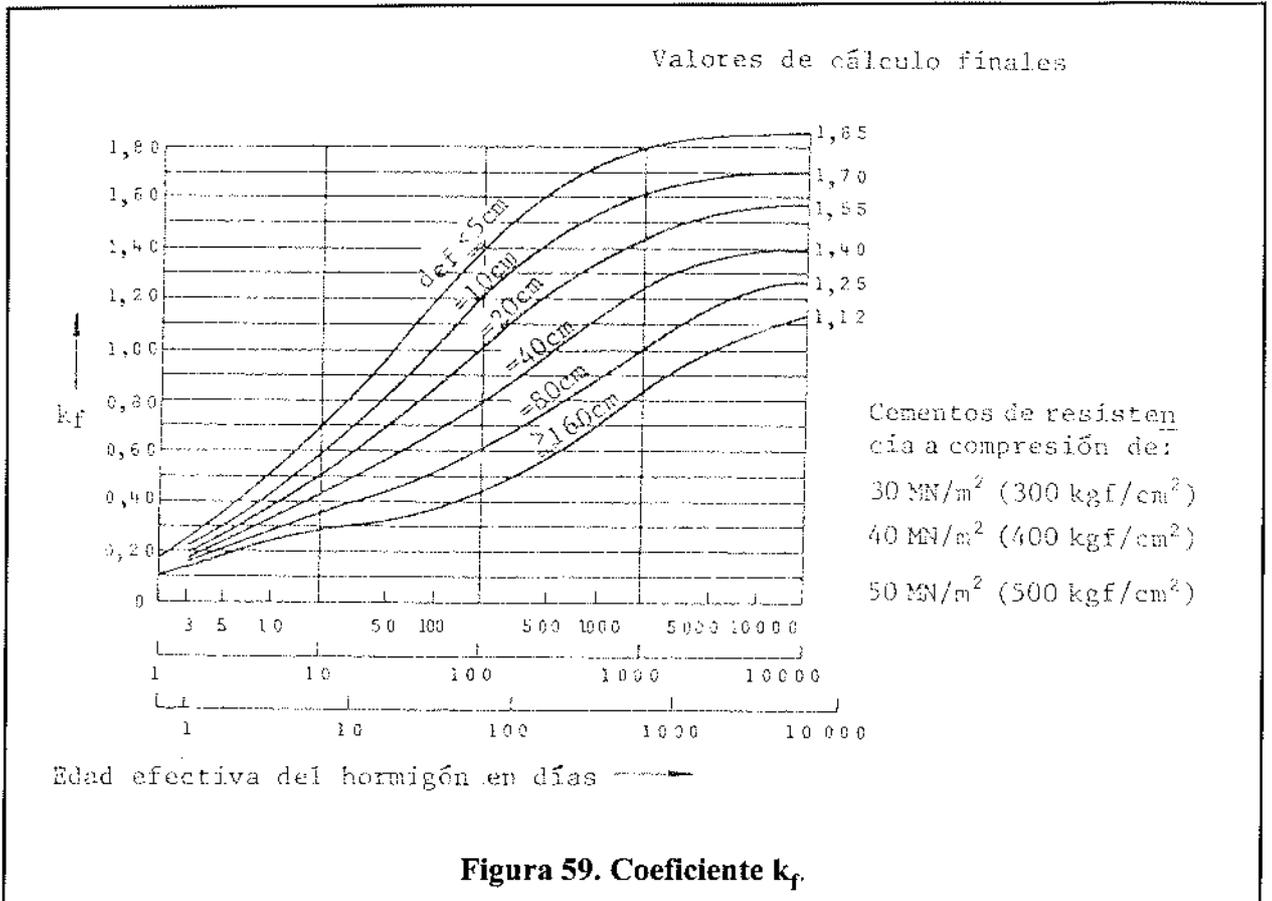
1	2	3	4	5
Ambiente	Humedad relativa media del aire en % (aproximado)	Coeficiente de fluencia lenta básico ϕ_{f0}	Retracción básica ϵ_{s0}	Coeficiente k_{ef} según el artículo 26.8.5.
1	En agua	0,8	+ 10.10 ⁻⁵	30
2	En aire muy húmedo (por ejemplo, directamente sobre el agua)	1,3	- 13 . 10 ⁻⁵	5,0
3	En general al aire libre	2,0	- 32 . 10 ⁻⁵	1,5
4	En aire seco (por ejemplo, en ambientes interiores secos)	2,7	- 46 . 10 ⁻⁵	1,0

Para las condiciones de utilización ver la Tabla 26.7.

26.8.5. Espesor ficticio del elemento constructivo

Para la determinación del espesor ficticio rige la siguiente expresión:

$$d_{ef} = k_{ef} \cdot \frac{2A_b}{u} \quad (61)$$



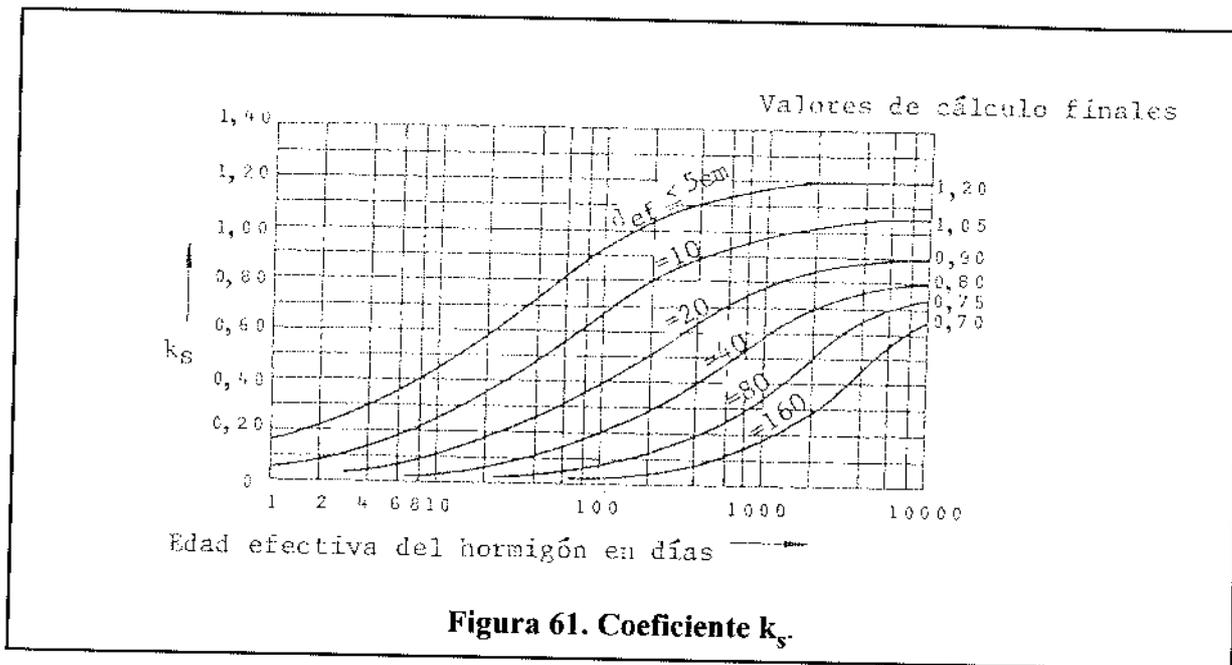
Siendo:

k_{ef} el coeficiente según la Tabla 26.8., columna 5, que contempla la influencia de la

humedad sobre el espesor ficticio;

A_b el área de la sección total de hormigón;

u el perímetro de la sección expuesto al desecamiento (en vigas cajón se debe tener en cuenta, en general, para el perímetro interior sólo la mitad del mismo).



26.8.6. Edad efectiva del hormigón

Cuando el hormigón endurece a temperatura normal, la edad efectiva del hormigón coincide con la edad real del mismo. Cuando existen variaciones de temperatura, se usa en lugar de la edad real, la edad efectiva del hormigón, determinada por la ecuación:

$$t = \sum_i \frac{T_i + 10^\circ\text{C}}{30^\circ\text{C}} \cdot \Delta t_i \quad (62)$$

siendo:

t la edad efectiva del hormigón;

T_i la temperatura diaria media del hormigón, expresada en $^\circ\text{C}$;

Δt_i el número de días con temperatura media diaria T_i del hormigón.

Para determinar t_0 se debe proceder análogamente.

26.8.7. Consideración de los efectos debidos a la fluencia lenta y a la retracción del hormigón

26.8.7.1. Generalidades

Se deberá tener en cuenta la influencia de la fluencia lenta y de la retracción, si las solicitaciones o tensiones son modificadas desfavorablemente.

En la estimación de las deformaciones previsibles se tendrán presente siempre los efectos causados por la fluencia lenta y por la retracción.

Se deberá efectuar la verificación numérica para todas las solicitaciones permanentes.

Si una parte considerable de la sobrecarga actúa permanentemente, también se considerará como carga permanente el valor promedio de la sobrecarga actuante en tal forma.

En el cálculo de los efectos de la retracción puede suponerse para la misma una evolución aproximadamente afín en el tiempo a la de la fluencia lenta.

26.8.7.2. Modificación de las cargas

Para cambios discontinuos de las tensiones que actúan permanentemente, vale el principio de superposición. Si las tensiones varían lentamente, por ejemplo bajo la fluencia lenta y la retracción, se podrá usar simplificada como tensión causante de la fluencia lenta, el promedio de los valores iniciales y finales, siempre que el valor final no difiera en más del 30% del valor inicial.

26.8.7.3. Particularidades en elementos premoldeados

Para elementos premoldeados pretensados en banco de tesado se admitirá en general (y desfavorablemente), para la determinación de las pérdidas de tensión en el acero pretensado, originadas por fluencia lenta, que los elementos estarán almacenados seis meses sin carga. Se permite apartarse de esto, si existe la seguridad de su empleo y de la aplicación de la carga permanente a una fecha anterior a esa edad.

En estructuras premoldeadas, posteriormente completadas con hormigón in situ, se deberá considerar en general la redistribución de tensiones originadas por el comportamiento diferente por fluencia lenta y retracción del hormigón in-situ y del premoldeado. Puede prescindirse de esto en viguetas para entrepisos con luz ≤ 7 m y con sobrecarga útil $\leq 3,5$ kPa (350 kgf/m²).

Si se modifican considerablemente las condiciones climáticas después de un tiempo "t," de la puesta en servicio, éstas deben ser consideradas en el cálculo de la fluencia lenta y de la retracción, modificando los coeficientes básicos de fluencia lenta φ_{f0} , y los correspondientes

valores del coeficiente de retracción ϵ_{s0} , en función de las condiciones correspondientes a cada lapso.

26.9. CARGAS DE SERVICIO, UBICACION MAS DESFAVORABLE DE LAS CARGAS. CASO DE CARGAS ESPECIALES EN ELEMENTOS PREMOLDEADOS

26.9.1. Generalidades

Se entiende por cargas de servicio a todos los estados de carga a los que está expuesta la estructura durante su construcción y su vida útil. Se exceptúa el estado de carga de transporte en elementos premoldeados, según el artículo 26.9.4.

26.9.2. Estados de carga

26.9.2.1. Pretensado

Este estado de carga comprende los esfuerzos y las tensiones originadas por el pretensado inicial.

26.9.2.2. Cargas permanentes

Si la carga permanente se aplica por etapas, se deberá considerar cada etapa como un estado de carga separado.

26.9.2.3. Sobrecarga, viento y nieve

También estos estados deberán subdividirse según las circunstancias, especialmente si las cargas se aplican parcialmente antes y después de haberse producido las pérdidas plásticas (fluencia lenta y retracción).

26.9.2.4. Relajación, fluencia lenta y retracción

En este estado de carga se reúnen todos los esfuerzos y tensiones debidos a la relajación del acero, a la fluencia lenta y a la retracción.

26.9.2.5. Influencias térmicas

Cuando sea necesario, se deben verificar las tensiones originadas por variación de temperatura así como por diferencias de temperatura entre las partes de la sección.

En puentes y en estructuras similares se debe considerar como diferencia de temperatura, un calentamiento del lado superior con respecto al lado inferior de 5°C, con la hipótesis de una variación lineal a lo largo de la altura de la sección y, para el estado de construcción, una diferencia de 2,5°C.

Estos valores son mínimos y deben adaptarse a las condiciones locales.

26.9.2.6. Influencias por descensos de apoyos

En puentes y en estructuras similares se deben considerar las solicitaciones de coacción originadas por posibles descensos de la fundación.

26.9.3. Combinaciones de estados de carga

En la determinación de las solicitaciones más desfavorables se deberán considerar en general los siguientes estados:

- a) Estado de carga inmediatamente después de la aplicación del esfuerzo de pretensado.
- b) Estado de carga con la sobrecarga en ubicación más desfavorable y producidas parcialmente las pérdidas por relajación, fluencia lenta y retracción.
- c) Estado de carga con la sobrecarga en la ubicación más desfavorable, una vez producida la totalidad de las pérdidas plásticas (fluencia lenta y retracción).

26.9.4. Estados de carga particulares para elementos premoldeados pretensados

Para las solicitaciones más desfavorables que pueden aparecer durante el transporte de los elementos premoldeados y antes de su ubicación definitiva, se podrá prescindir de la verificación de las tensiones de compresión por flexión en la zona comprimida, y de las tensiones principales, bajo cargas de servicio. Las tensiones de tracción en la zona traccionada deben ser cubiertas por armadura. Estas verificaciones se deben realizar siguiendo los lineamientos de los artículos 26.10.2.1. y 26.10.2.2., respectivamente. En este caso, el diámetro de la barra d_s , puede sobrepasar los valores dados por la ecuación (63).

Para la verificación de la seguridad a rotura en el estado de carga transporte según los artículos 26.11., 26.12.3. y 26.12.4., se podrá usar el coeficiente de seguridad $\gamma = 1,3$ en vez de $\gamma = 1,75$.

Para vigas esbeltas (pequeño espesor de alma) sin alas o con alas pequeñas, se cuidará la estabilidad lateral.

26.10. LIMITACION DE LA FISURACION EN ELEMENTOS PRETENSADOS

26.10.1. Casos en que se permiten tensiones de tracción

26.10.1.1. Con pretensado total

En general no se permiten, bajo cargas de servicio, tensiones de tracción (originadas por esfuerzo axial y momento flexor), en estructuras con pretensado total.

Se exceptúan los siguientes casos:

- a) En estados constructivos, por ejemplo inmediatamente después de la aplicación del esfuerzo de pretensado y antes de actuar la totalidad de las cargas permanentes (ver la Tabla 26.9., renglón 15 a 17 y 33 a 35).
- b) En puentes y en estructuras similares bajo cargas principales y secundarias (ver la Tabla 26.9., renglones 30 a 32 y el anexo a este artículo). Para otras estructuras bajo cargas con poca probabilidad de acumulación, ver la Tabla 26.9., renglones 12 a 14.
- c) Para ubicaciones de carga poco probables ver la Tabla 26.9., renglones 12 a 14 y renglones 30 a 32. Ubicaciones de carga poco probables son por ejemplo, la acción simultánea de varias grúas o cargas de grúas en la ubicación más desfavorable, o la consideración del aporte de líneas de influencia de igual signo separadas entre sí por zonas de signo contrario.

Tensiones de tracción de igual sentido originadas por acciones portantes distintas (por ejemplo, una misma sección actuando simultáneamente como cordón de viga y localmente como losa) deben superponerse sin que las tensiones sobrepasen los valores de la Tabla 26.9., renglones 12 a 14 y 30 a 32. En el caso de combinaciones de carga que incluyen posibles descensos de las fundaciones se podrá prescindir de la verificación de las tensiones de tracción.

26.10.1.2. Con pretensado limitado

Bajo las cargas de servicio son admisibles las tensiones de tracción debidas a esfuerzo axial y momento flexor indicadas en la Tabla 26.9., renglones 18 a 26 y en los renglones 36 a 44, si se trata de puentes o estructuras similares.

Para estructuras a la intemperie o expuestas a acciones agresivas según la Tabla 3.3., exposiciones tipo 4 y 5, no podrán existir tensiones de tracción bajo el estado de carga: pretensado + cargas permanentes + sobrecarga de larga duración (en el caso de puentes la mitad de la sobrecarga) + relajación, fluencia lenta y retracción.

En el estado de carga anterior se reemplazará la sobrecarga por probables descensos de fundaciones, si este estado de carga resultara más desfavorable.

Se deberá tener en cuenta la superposición de las tensiones de tracción originadas por efectos portantes distintos (por ejemplo una misma sección actuando simultáneamente como cordón de viga y localmente como losa). En este caso no se deben sobrepasar los valores de la Tabla 26.9., renglones 21 a 23 y 39 a 41.

26.10.2. Verificación para la limitación de las aberturas de las fisuras

26.10.2.1. Zona traccionada precomprimida

En la verificación para la limitación del ancho de fisura en la zona traccionada precomprimida, se determinarán las tensiones en el acero en estado II, considerando que las secciones planas

permanecen planas después de la deformación. Las solicitaciones que se deben tener en cuenta son:

- a) Solicitaciones debidas al pretensado, a la fluencia lenta, a la retracción y a la relajación.
- b) 1,35 veces las solicitaciones originadas por las cargas exteriores según los artículos 26.9.2.2. y 26.9.2.3. (en la combinación más desfavorable).
- c) 1,0 veces la acción térmica según el artículo 26.9.2.5. y las solicitaciones por posibles asentamientos de la fundación, según el artículo 26.9.2.6..

Para esta verificación puede incluirse junto con el acero no teso la sección del acero de pretensado con adherencia.

Para las combinaciones de carga que incluyen los posibles asentamientos de la fundación no son necesarias las verificaciones referentes a la limitación de las aberturas de fisura.

Las tensiones del acero no teso no pueden exceder para esta verificación los valores dados en la Tabla 26.10., renglones 70 y 71 y las del acero para pretensado no pueden sobrepasar el valor de fluencia del mismo, ni tener un incremento mayor que el valor f_g del acero no teso utilizado. En forma aproximada se puede obtener también la tensión del acero a partir del esfuerzo de tracción del hormigón calculado en estado I.

La armadura no tesa para la limitación de las aberturas de fisura debe ser de acero nervurado y/o perfilado o eventualmente estar formada por acero de pretensado con adherencia directa. La influencia de los elementos tensores con adherencia a posteriori, puede ser tenida en cuenta con la ecuación (64).

El diámetro " d_s " de la barra de la armadura en la zona traccionada precomprimida no debe sobrepasar los valores dados por la ecuación (63) (ver también el artículo 17.6.2.).

$$d_s \leq 4 r \frac{\mu_z}{\sigma_s^2} \cdot 10^4 \quad (63)$$

siendo:

d_s el máximo diámetro de la armadura longitudinal, expresado en mm;

r el coeficiente para caracterizar la adherencia del acero;

- para acero nervurado y aceros para pretensado nervurado con adherencia directa r = 65
 - para acero perfilado y acero perfilado para pretensado y para cordones con adherencia directa r = 50
 - para acero liso de pretensado con adherencia directa r = 35
- μ_z la cuantía de armadura: $A_s + A_v$ en porcentaje, referida a la sección traccionada A_{bz} ;
- A_s el área de la sección de la armadura no tesa, en la zona traccionada A_{bz} , expresado en cm^2 ;
- A_v el área de la sección de los elementos tensores con adherencia directa en la zona traccionada A_{bz} , expresado en cm^2 ;
- A_{bz} el área de la sección traccionada, que resulta bajo las solicitaciones debidas al estado de carga supuesta para el cálculo de la tensión en el acero. En secciones altas se calculará con una altura de la zona traccionada no mayor de 80 cm.
- σ_s la tensión, en MPa, del acero no teso, o el incremento de tensión en el acero pretensado, calculado según los puntos (1) ó (2) de este artículo.

En el entorno de un cuadrado de 30 cm de lado en cuyo baricentro está un elemento tensor con adherencia a posteriori, puede reducirse la armadura de acero calculada según los puntos (1) y (2) en la cantidad

$$\Delta A_s = u_v \cdot \zeta \cdot d_s / 4 \quad (64)$$

siendo:

- u_v el perímetro del elemento tensor en la vaina;
si se trata de un alambre individual $u_v = \pi d_v$, en cambio, si el elemento tensor está formado por un haz de alambres, o si se trata de un cordón, $u_v = 1,6 \pi \sqrt{A_v}$;
- ζ el coeficiente que caracteriza la adherencia del acero de pretensado en la mezcla de inyección, con respecto a la adherencia del acero nervurado en el hormigón:
- en elementos tensores de alambres lisos $\zeta = 0,2$
 - en elementos tensores de alambres perfilados o de cordones $\zeta = 0,4$
 - en elementos tensores de acero nervurado $\zeta = 0,6$

Si la sección A_{bz} está solicitada casi céntricamente a tracción, se deberá realizar la verificación según la ecuación (63), separadamente para cada cordón de la armadura. En lugar de μ_z deberá colocarse la sección de acero del cordón considerado, referido a la sección total.

26.10.2.2. Zona comprimida

Se deberá verificar que la resultante de tracción originada por las solicitaciones según el artículo 26.9.3. esté cubierta por armadura. Las tensiones en el acero, o el incremento de tensión en el acero de pretensado no deben superar los valores de la Tabla 26.9., renglones 68 y 69.

26.10.3. Juntas de trabajo aproximadamente normales a la dirección portante

Se tratará de evitar en lo posible las juntas de trabajo aproximadamente normales a la dirección portante en las zonas con tensiones de tracción.

Se deberá verificar, tanto para pretensado limitado como para pretensado total que las máximas tensiones de tracción en la junta de trabajo, debidas a esfuerzo axial y momento flexor, no superen la mitad de los valores indicados en los artículos 26.10.1.1. ó 26.10.1.2.. Además no deberá haber tensiones de tracción en la junta de trabajo bajo el estado de carga: pretensado + carga permanente + relajación, fluencia lenta y retracción.

Si no se verifica que los esfuerzos de tracción debidos a la retracción y al calor de hidratación del hormigón en el sector agregado pueden ser absorbidos por la armadura, se deberá aumentar en este sector, en una longitud igual a $d_0 \leq 1,0$ m, la armadura paralela a la junta de trabajo al doble de la armadura mínima indicada en el artículo 26.6.7., con excepción del artículo 26.6.7.6..

Estos valores rigen también como sección mínima para la capa superior e inferior de la armadura pasante de la junta, que debe extenderse a ambos lados de la junta en una longitud igual a $(d_0 + \ell_0) \leq 4,0$ m, siendo d_0 el espesor de la viga o de la losa y ℓ_0 la longitud básica de anclaje según el artículo 18.5.2.1..

26.10.4. Juntas de trabajo con acoplamiento de los elementos tensores

Si en una junta de trabajo se ancla provisoriamente más del 20% de la armadura de pretensado existente en la sección transversal, mediante acoplamientos de los elementos tensores o de otro modo, complementariamente a lo especificado en los artículos 26.10.3., 26.14. y 26.15.9., rige lo siguiente:

La armadura que cruza la junta debe ser de acero nervurado y las distancias entre las barras no deberían ser mayores que 15 cm.

Si no se tiene en cuenta la distribución no lineal de las tensiones debidas a la introducción del pretensado y si en la junta no se tienen tensiones de compresión en el borde considerado, bajo la combinación más desfavorable de cargas (según el artículo 26.9. incluyendo el estado constructivo), la armadura longitudinal que atraviesa la junta debe tener las siguientes secciones

mínimas:

- a) Para la zona del borde inferior de la sección transversal cuando no existe una placa de refuerzo:

0,2% de la superficie de la sección transversal del alma o de la losa (se calculará con el espesor total de la sección transversal y en el caso de losas aligeradas con huecos aproximadamente circulares, puede adoptarse la sección neta de hormigón). Por lo menos la mitad de esta armadura debe estar junto al borde inferior; el resto puede distribuirse en el tercio inferior del espesor de la sección transversal.

- b) Para la zona del borde de la sección transversal inferior o superior, cuando existe allí una placa de refuerzo (la regla que a continuación se enuncia es válida también para losas aligeradas con agujeros aproximadamente cuadrados):

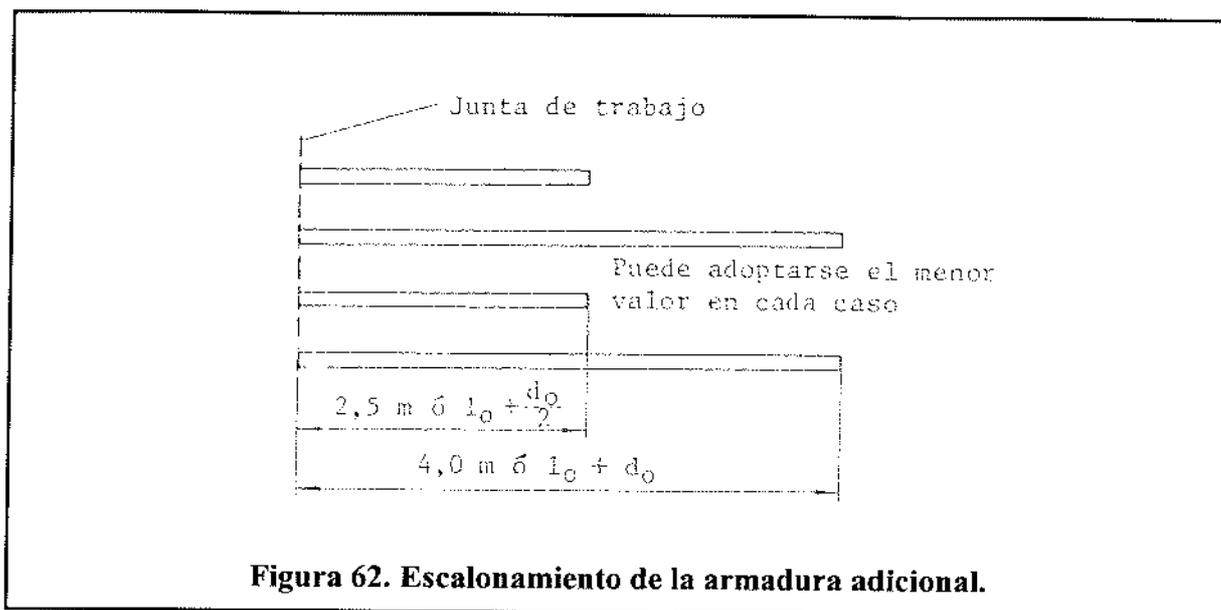
0,8% de la superficie de la sección transversal de la placa inferior o 0,4% de la placa superior, incluida la zona de entrecruzamiento con el alma (que se debe determinar con el espesor medio de la placa).

En placas gruesas es admisible adoptar un espesor de placa de no más de 0,40 m. La armadura debe estar distribuida uniformemente sobre el ancho de la placa y de la zona de penetración (o entrecruzamiento).

Los valores precedentes indicados para armadura longitudinal mínima podrán ser reducidos al doble de los valores indicados en la Tabla 26.4. cuando la tensión de compresión en el borde considerado sea como mínimo **2 MPa** (20 kgf/cm²). Para las tensiones de compresión de borde mínimas comprendidas entre **0** y **2 MPa** (20 kgf/cm²), los valores de la sección de armadura longitudinal mínimos pueden ser interpolados linealmente entre los valores determinantes correspondientes. Las armaduras adicionales pueden escalonarse como se indica en la Figura 62.

Si se tiene en cuenta en el dimensionamiento de la armadura la distribución no lineal de tensiones debida a la introducción del pretensado, se deberá colocar la armadura calculada en estas condiciones, y además adicionalmente una armadura igual al doble de la que indica la Tabla 26.4..

No es necesaria una consideración de la distribución no lineal en la verificación de las tensiones admisibles en el hormigón.



26.11. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD A ROTURA PARA FLEXION SIMPLE, FLEXION COMPUESTA Y ESFUERZO AXIL

26.11.1. Carga de rotura de cálculo y factores de seguridad

Se adoptará como carga última de cálculo en estructuras isostáticas la suma de las cargas permanentes y de las sobrecargas ubicadas en la posición más desfavorable, ambas mayoradas en 1,75 (ver los artículos 26.9.2.2. y 26.9.2.3.).

En estructuras hiperestáticas se agregará adicionalmente (si resultan desfavorables) y sin mayorar ($\gamma = 1$) las solicitaciones por coacción debidas a retracción, temperatura y posibles asentamientos de las fundaciones, como también las solicitaciones sin mayorar originadas por las reacciones hiperestáticas debidas al pretensado (teniendo en cuenta la relajación, la fluencia lenta y la retracción). En las solicitaciones por coacción originadas por el descenso de fundaciones, se puede tener en cuenta la influencia de la fluencia lenta. Las solicitaciones debidas a los distintos estados de carga se determinarán, en general, del mismo modo que bajo las cargas de servicio y se multiplicarán por los coeficientes de seguridad o de mayoración indicados. (Ver el anexo a este artículo).

La seguridad se considera adecuada, cuando las solicitaciones que la sección puede absorber en el estado último, son por lo menos iguales a las solicitaciones de servicio, indicadas en el primer párrafo, multiplicadas por los coeficientes de seguridad respectivos.

En el caso de solicitaciones que se superponen, originadas por varios efectos portantes distintos (efecto de viga principal y efecto local de losa en la zona traccionada), sólo será necesario considerar el estado de deformación (alargamiento específico) correspondiente a un efecto portante por vez.

También se podrán determinar las sollicitaciones características bajo cargas últimas teniendo en cuenta las rigideces correspondientes al estado II. A los efectos se tomarán para el acero no teso y para el acero de pretensado los módulos de elasticidad de acuerdo con el artículo 26.7.2. y para el hormigón comprimido el módulo de elasticidad según el artículo 26.7.3.. Como coeficiente de seguridad para el pretensado se adoptará $\gamma = 1,0$ (teniendo en cuenta la relajación, la fluencia lenta y la retracción), para coacción $\gamma = 1,0$ y para todos los demás estados de carga $\gamma = 1,75$. Si se hace uso de esto, se deberá verificar adicionalmente la armadura de corte bajo cargas de servicio (ver el artículo 26.12.4.).

26.11.2. Bases de cálculo

26.11.2.1. Generalidades

Las indicaciones que siguen rigen para estructuras en las que se pueda admitir que los alargamientos específicos de las distintas fibras son proporcionales a su distancia al eje neutro. No se podrá considerar la colaboración del hormigón a tracción.

26.11.2.2. Diagrama tensión-deformación del acero

Para el acero de pretensado será el diagrama garantizado por el fabricante, con la limitación de que para el cálculo no se admitirán incrementos de tensión por sobre el límite de fluencia β_s o $\beta_{0,2}$, según corresponda.

Para los aceros no tesos rigen los diagramas de la Figura 63.

Para el acero no teso comprimido se sustituirá β_s , $\beta_{0,2}$ por el valor de cálculo:

$$\frac{1,75}{2,1} \cdot \beta_s = 0,83 \beta_s \quad (\text{ó } 0,83 \beta_{0,2})$$

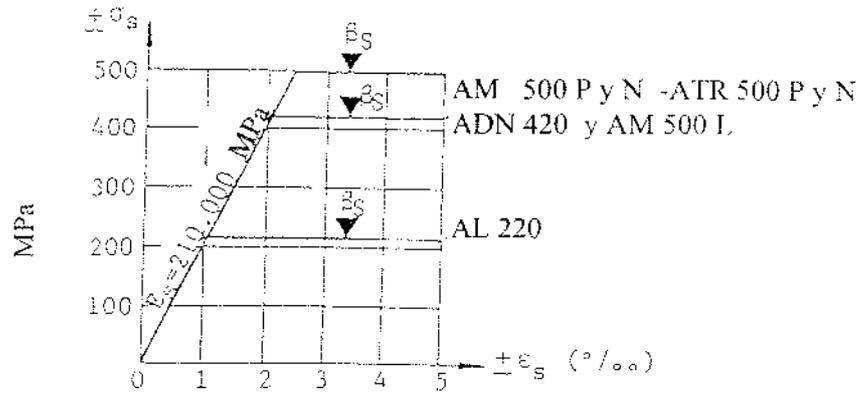


Figura 63. Valores de cálculo para las curvas tensión-deformación de los aceros no tesos.

26.11.2.3. Diagrama tensión-deformación del hormigón

Para la determinación de la resultante de compresión en el hormigón rige el diagrama de tensión-deformación de la Figura 64.

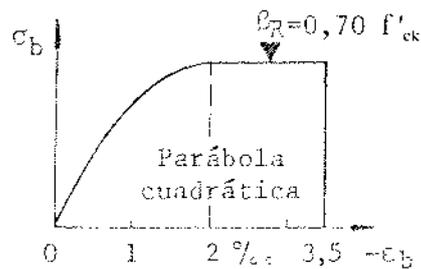


Figura 64. Valores de cálculo para la curva tensión-deformación del hormigón.

Como simplificación puede emplearse también el diagrama de la Figura 65.

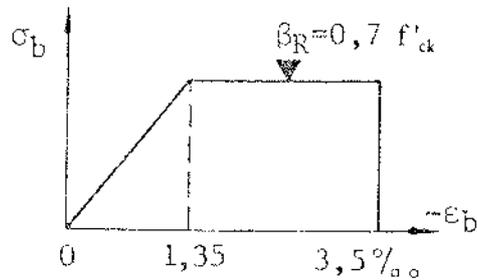


Figura 65. Valores de cálculo simplificados para el diagrama tensión-deformación del hormigón.

26.11.2.4. Estados límites de deformación (planos límites)

La Figura 66 muestra los estados límites de deformación posibles correspondientes a las sollicitaciones del estado último.

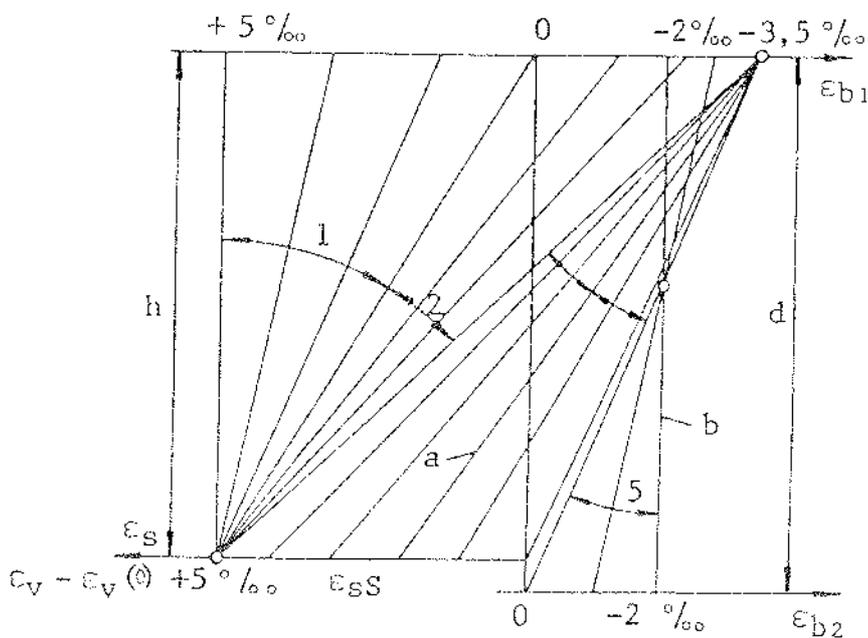


Figura 66. Diagrama de deformación correspondiente a los estados límites o de agotamiento, análogos a los de la Figura 9.

En la verificación de la seguridad a rotura la máxima deformación específica ϵ_s ó $(\epsilon_v - \epsilon_v^{(0)})$ no podrá superar el 5 ‰ en la capa de armadura más alejada incluida en la verificación.

En una misma sección pueden incluirse en el cálculo, aceros de diversas características (por ejemplo, para pretensado y acero no teso) de acuerdo con sus respectivos diagramas tensión-deformación.

Sólo se podrá admitir una distribución lineal de deformaciones en la sección, cuando la adherencia entre el hormigón y el acero esté asegurada de acuerdo con el artículo 26.13..

El prealargamiento del acero pretensado resulta como diferencia entre el alargamiento específico del acero pretensado y del hormigón circundante bajo cargas de servicio y deducidas las pérdidas por relajación, fluencia lenta y retracción. En casos especiales, por ejemplo elementos pretensados comprimidos, puede ser determinante la tensión antes de producirse las pérdidas por relajación, fluencia lenta y retracción.

26.11.3. Verificación para los estados de carga anteriores a la inyección

Será necesaria una verificación cuando las sollicitaciones que se presentan antes de la inyección excedan en un 70% los valores totales posteriores.

En el caso de pretensado sin adherencia los elementos tensores pueden alargarse libremente en toda su extensión. Por lo tanto, su comportamiento bajo cargas últimas depende de la deformación de la estructura en conjunto.

Si no se efectúa una verificación más exacta, se podrá admitir:

- en el caso de vigas sobre los apoyos, con carga aproximadamente uniforme, que la tensión que adquieren los elementos tensores bajo las cargas de rotura es:

$$\sigma_{vu} = \sigma_v^{(0)} + 110 \text{ MPa (1 100 kgf/cm}^2) \leq \beta_{sv} \quad (65 \text{ a})$$

- en el caso de vigas en voladizo, independientemente del diagrama de cargas, cuando los elementos tensores están en el tramo contiguo ligados por adherencia, por lo menos a partir del punto de momento nulo:

$$\sigma_{vu} = \sigma_v^{(0)} + 50 \text{ MPa (500 kgf/cm}^2) \leq \beta_{sv} \quad (65 \text{ b})$$

- en el caso de vigas continuas:

$$\sigma_{vM} = \sigma_y^{(0)} \quad (65 c)$$

siendo:

- $\sigma_y^{(0)}$ la tensión en el acero de los elementos tensores bajo las cargas de servicio una vez producidas las pérdidas por relajación, fluencia lenta y retracción;
- $\beta_{s,v}$ el límite de fluencia β_s ó $\beta_{s,z}$, según corresponda.

Se puede tener en cuenta la armadura no tesa.

26.12. TENSIONES PRINCIPALES Y VERIFICACION DE LOS ESFUERZOS DE CORTE (Ver el anexo a este artículo.)

26.12.1. Generalidades

Se harán las verificaciones de tensiones bajo cargas de servicio de acuerdo con el artículo 26.12.2. y para las cargas de rotura según el artículo 26.12.3..

Siempre que a continuación no se indique lo contrario, no será necesario tener en cuenta las tensiones por flexión transversal simultáneas, (por acción de losas de alguna parte de la sección transversal). La limitación de tensiones por flexión transversal bajo las cargas de servicio está indicada en el artículo 26.15.6..

Se deberá comprobar que las tensiones sean menores o iguales que los valores admisibles dados en la Tabla 26.9.. La verificación puede llevarse a cabo para apoyos directos en la sección ubicada a una distancia $0,5 d_0$ medida desde el borde del apoyo.

Para combinaciones de carga que incluyan posibles asentamientos de fundaciones se podrá prescindir de la verificación de las tensiones principales de tracción, tanto bajo las cargas de servicio, como bajo las cargas de rotura.

Sin embargo, se deberá efectuar la verificación de las tensiones principales de compresión y de las tensiones de corte bajo cargas de rotura de acuerdo con los artículos 26.12.3.2. y 26.12.3.3., y el dimensionamiento de la armadura de corte se efectuará de acuerdo con el artículo 26.12.4..

En vigas placa, vigas cajón o secciones similares no se deberán superponer en los distintos elementos componentes de la sección, las tensiones de corte provenientes por acción de viga, con las tensiones de corte provenientes de la acción de la losa.

Como posibles combinaciones determinantes de las solicitaciones pueden resultar las siguientes:

- máximo esfuerzo de corte con momento torsor y momento flexor simultáneos;
- máximo momento torsor con esfuerzo de corte y momento flexor simultáneos;
- máximo momento flexor con esfuerzo de corte y momento torsor simultáneos.

Los esfuerzos de corte que resultan de la inclinación de los elementos tensores con respecto a las normales a las superficies de las secciones deben considerarse cuando son desfavorables. Cuando sus efectos son favorables pueden considerarse.

Para los estados de cargas anteriores a la inyección(es decir, sin adherencia entre los elementos tensores y el hormigón), los esfuerzos de los elementos tensores y los esfuerzos de desviación (cuando corresponde) deben introducirse con su valor de servicio, (multiplicado por $\gamma = 1$) cuando se hace la verificación bajo cargas de servicio de acuerdo con el artículo 26.12.2.. Cuando se hace la verificación bajo cargas de rotura de acuerdo con el artículo 26.12.3., los mismos se introducirán con el incremento de tensiones de acuerdo con el artículo 26.11.3.. Las tensiones principales de compresión deben calcularse considerando el área neta de la sección (con deducción de las vainas) de acuerdo con la Tabla 26.9., renglón 63.

Igualmente, al dimensionarse la armadura de corte, se puede calcular el incremento de tensión en los elementos tensores, según el artículo 26.11.3..

La armadura longitudinal con adherencia necesaria para la absorción del corte, se podrá determinar en función de la analogía del reticulado.

Para los estribos de corte pretensado rige el artículo 26.12.4.1., tercer párrafo.

26.12.2. Verificación de tensiones bajo cargas de servicio

Las tensiones principales de tracción calculadas en estado I no deben superar los valores de la Tabla 26.9., renglones 46 a 49, en los siguientes casos:

- en las zonas con tensiones de compresión longitudinal;
- en el plano medio de cordones y almas (si están unidas a cordones traccionados);
- en las zonas con tensiones de tracción longitudinal.

Bajo cargas permanentes y pretensado, las tensiones principales de tracción determinadas en estado I, aún teniendo en cuenta las tensiones de flexión transversal, no podrán superar los valores de la Tabla 26.9., renglones 46 a 49.

26.12.3. Verificación de tensiones de corte bajo cargas de rotura

26.12.3.1. Generalidades

En la dirección longitudinal de la estructura se pueden diferenciar dos zonas de distinto comportamiento portante bajo los esfuerzos de corte:

Zona a: en ésta no son de esperar fisuras por flexión.

Zona b: en ésta las fisuras por corte se desarrollan a partir de fisuras por flexión, (ver el anexo a este artículo).

Como criterio para fijar el límite entre ambas zonas se utiliza la tensión de tracción en el borde de la viga, determinada bajo cargas últimas (cargas de rotura), calculada en estado I. Si esta tensión es menor que el valor f_{ct} del siguiente cuadro, la sección considerada corresponde a la zona "a":

	H - 21	H - 30	H - 38	H - 47
f_{ct} MPa	2,5	2,8	3,2	3,5

Si se sobrepasan estas tensiones, la sección está en la zona "b".

26.12.3.2. Verificación de tensiones principales de compresión en la zona "a"

A no ser que en la zona "a" se proceda en forma simplificada como en la zona "b", se debe verificar que las tensiones principales de compresión en el hormigón, que se presentan una vez superadas las tensiones principales de tracción, no excedan los valores de la Tabla 26.9., renglones 62 ó 63.

Para cordones solicitados a compresión se puede prescindir de esta verificación, si la máxima tensión de corte, en el estado de rotura teórico es menor que $0,12 f'_{ck}$.

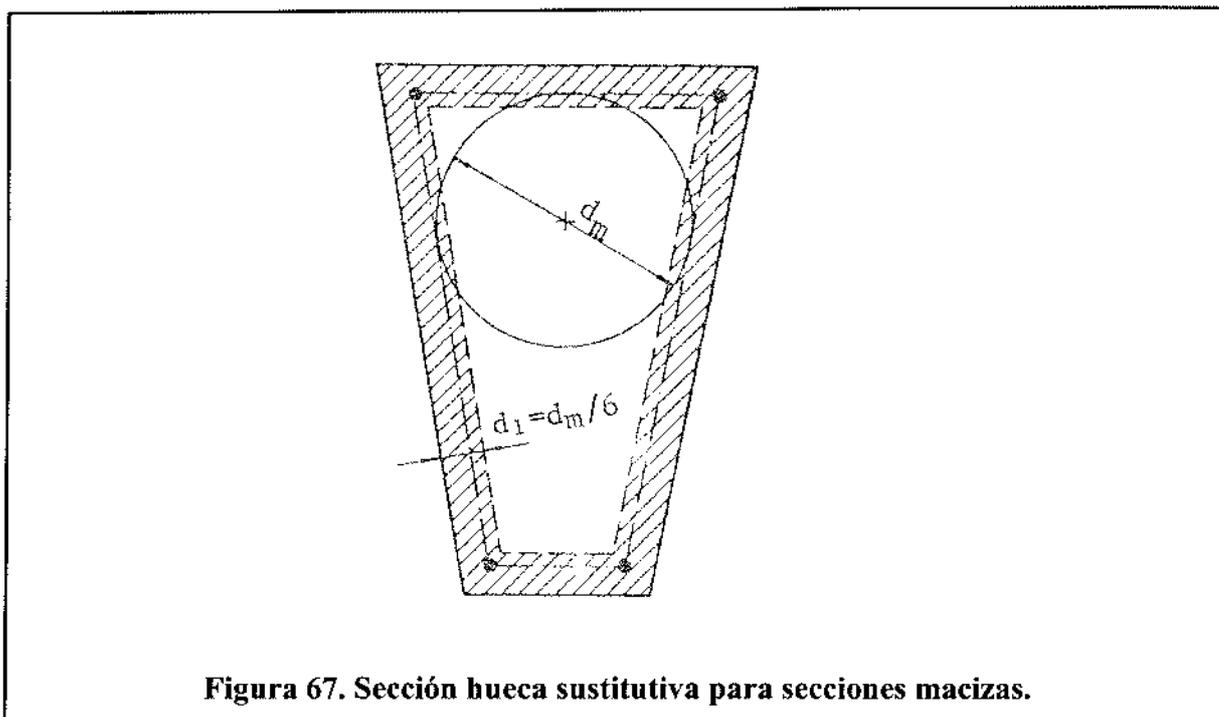
Las tensiones principales de compresión se obtendrán con la analogía del reticulado. La inclinación de las bielas comprimidas se adoptará de acuerdo con la ecuación (66).

Simplificadamente puede efectuarse esta verificación a la altura del eje baricéntrico de la sección, si el espesor del alma es constante en toda la altura o si se utiliza el espesor mínimo del mismo. El estado de tensión originado por una eventual armadura de corte pretensada debe considerarse.

En la determinación de las tensiones principales de compresión debe tenerse en cuenta una eventual sollicitación de torsión; para ello se adoptará una inclinación de las bielas comprimidas

de 45° (según el artículo 26.12.4.3.).

En el caso de una sección maciza se sustituirá ésta por una sección hueca según la Figura 67, con espesor de pared igual a $d_1 = \frac{d_m}{6}$, (d_m = diámetro de la máxima circunferencia inscrita).



26.12.3.3. Verificación de tensiones de corte y tensiones principales de compresión en la zona "b".

En la zona "b" se utiliza como valor característico, el valor de la tensión tangencial τ_R que se calcula:

- para solicitaciones por corte: con el valor de cálculo de la tensión de corte en estado II (ver el artículo 26.12.1.);
- para solicitaciones por torsión: con el valor de la tensión tangencial en estado I.

El valor de cálculo τ_R no podrá superar los valores de la Tabla 26.9., renglones 56 a 61.

En la determinación del valor de cálculo τ_R , originado por el esfuerzo de corte se utilizará como brazo elástico interno el valor obtenido en la verificación de la seguridad a rotura por flexión, en la sección considerada (ver el artículo 26.11.). Para vigas de altura útil h constante, puede calcularse con el valor del brazo elástico correspondiente a la sección de máximo momento

flexor, en la zona de corte considerada.

No se podrá tener en cuenta el estado de tensión originado por una armadura de corte pretensada.

En los cordones traccionados, se podrá determinar la tensión de corte de rotura en estado II de la diferencia del esfuerzo de tracción en la armadura longitudinal de cordón existente entre dos secciones transversales vecinas. También podrá calcularse a partir del estado I.

En casos especiales, en que dentro de la zona de compresión se producen reducciones notables del espesor del alma, puede resultar determinante la tensión principal de compresión, y se limitará como en la zona "a". Esta verificación puede omitirse cuando la tensión de corte máxima en el estado de rotura es menor que $0,12 f'_{ck}$ (ver el artículo 26.12.3.2.).

26.12.4. Dimensionamiento de la armadura de corte

26.12.4.1. Generalidades

Se deberá verificar la armadura de corte y de torsión bajo cargas de rotura (ver el artículo 26.12.1.), en aquellas zonas de la estructura y de la sección transversal en las cuales la tensión principal de tracción σ_1 (estado I) o la tensión de corte τ_R (estado II) excedan o superen los valores límites de la Tabla 26.9., renglones 50 a 55.

La armadura de corte se dimensionará para los esfuerzos de tracción actuantes en los montantes o diagonales de una viga reticulada ideal (analogía de Mörsch). Con respecto a la inclinación de la diagonal comprimida, ver el artículo 26.12.4.2. para corte y el artículo 26.12.4.3. para torsión. Las armaduras se determinarán por separado y luego se sumarán. En cuanto a la armadura mínima de corte ver los artículos 26.6.7.3. y 26.6.7.5.. Para el dimensionamiento de la armadura no tesa rigen las tensiones dadas en la Tabla 26.9., renglones 70 y 71.

Si se utilizan elementos tensores como armadura de corte, se dimensionarán las tensiones indicadas en el renglón 65 de la Tabla 26.9., incrementadas en **420 MPa** (4 200 kfg/cm²), pero, como máximo, con el valor correspondiente al límite de fluencia del acero del elemento tensor.

En el caso de apoyo directo, la armadura de corte en la zona del apoyo se podrá calcular para una sección ubicada a una distancia de **0,5 d_o** del borde del apoyo.

El esfuerzo de corte originado por una carga concentrada **F** ubicada a una distancia **a** $\leq 2 d_o$ del eje del apoyo, se podrá reducir al valor $\frac{a \cdot Q_F}{2 d_o}$ siendo **d_o** la altura total de la sección.

Cuando se ha hecho uso del artículo 26.11.1., último párrafo (determinación de las sollicitaciones características con rigideces del estado II), se debe verificar adicionalmente la armadura de corte bajo cargas de servicio, según las indicaciones correspondientes a la zona "a". En este caso, se admitirá que la inclinación de las diagonales comprimidas sea igual al ángulo que forman las tensiones principales de compresión calculadas en estado I.

Para el dimensionamiento de la armadura de corte rigen las tensiones de la Tabla 26.9., renglones 68 a 69.

En el caso de losas de mayor espesor se deberán disminuir los valores de la Tabla 26.9., renglón 51, en forma análoga a lo indicado en el artículo 17.5.5..

Esta reducción no será necesaria si la tensión de corte resulta predominantemente de la acción de cargas concentradas (por ejemplo, losas de puentes).

Cuando las tensiones principales de tracción debidas a corte y a corte + torsión, superen el 60% de los valores de la Tabla 26.9., renglón 56, se deberán usar para la armadura de corte exclusivamente barras nervuradas o armadura de corte pretensada con anclajes extremos. Para la separación de las barras o estribos inclinados rige el Capítulo 18.

Cuando se tiene simultáneamente corte y flexión transversal, se puede incluir en general y simplificadaamente, una armadura de corte distribuida simétricamente con respecto a la superficie media de las almas, en la armadura requerida para la absorción de la flexión transversal. Esta simplificación no es aplicable en el caso de estribos inclinados, ni en el caso de armadura de corte pretensada inclinada. En placas (losas) que actúan como cordones, puede procederse en forma análoga. Ver el anexo a este artículo.

26.12.4.2. Armadura para la absorción de los esfuerzos de corte

La armadura de corte se dimensionará para los esfuerzos de tracción actuantes en una viga reticulada ideal (analogía de Morsch). La inclinación de los elementos traccionados de esta viga ideal, con respecto a la normal a la sección, puede admitirse, en general, entre 90° (estribos) y 45° (barras y estribos inclinados). (Ver el anexo a este artículo).

Barras con inclinación menor que 35° con respecto al eje de la viga, no pueden tenerse en cuenta en la verificación de la armadura.

En la zona "a", la inclinación δ de las diagonales comprimidas con respecto a la normal a la sección, tanto en el alma de la viga como en los cordones comprimidos, se adoptará según la ecuación (66):

$$\operatorname{tg} \delta = \operatorname{tg} \delta_1 \left(1 - \frac{\Delta \tau}{\tau_u} \right) \quad (66)$$

$$\operatorname{tg} \delta \geq 0,4$$

siendo:

$\text{tg } \delta_1$ la inclinación de las tensiones principales de compresión con respecto a la normal a la sección en el estado I, a la altura del baricentro de la sección o en el punto de unión del alma con los cordones comprimidos;

τ_u el mayor valor de la tensión de corte en la sección, originada por el esfuerzo de corte bajo cargas de rotura (ver el artículo 26.12.1.), calculado según el estado I, sin tener en cuenta la colaboración de elementos tensores como armadura de corte;

$\Delta \tau$ el 60% de los valores establecidos en la Tabla 26.9., renglón 50.

En la zona "a" puede calcularse también con las disposiciones correspondientes a la zona "b".

Para la determinación de la armadura de enlace de cordones traccionados con el alma rigen las disposiciones de la zona "b".

En la zona "b" se debe suponer la inclinación δ de las diagonales comprimidas con respecto a la normal a la sección según la ecuación (67):

$$\text{tg } \delta = 1 - \frac{\Delta \tau}{\tau_R} \quad (67)$$

$$\text{tg } \delta \geq 0,4$$

siendo:

τ_R el valor de cálculo de la tensión de corte bajo cargas de rotura determinada en estado II;

$\Delta \tau$ el 60% de los valores establecidos en la Tabla 26.9., renglón 50.

Para la determinación de la armadura de enlace del alma con cordones comprimidos rigen las indicaciones correspondientes a la zona "a".

26.12.4.3. Armadura para torsión

La armadura para torsión se dimensionará por separado y sin minoración para los esfuerzos de tracción correspondientes a una viga reticulada espacial (viga cajón) con diagonales comprimidas, que forman un ángulo de 45° con el eje de la viga.

En las secciones llenas (macizas) el eje medio de la pared del cajón reticulado ideal se determina según las indicaciones de la Figura 67.

Si algunas secciones parciales de la viga reticulada ideal están solicitadas a compresión por esfuerzo axial o por flexión, se puede tener en cuenta en el dimensionamiento de la armadura de torsión, la existencia de las tensiones de compresión originadas por los esfuerzos antes citados.

Con respecto a la inclinación de los elementos traccionados (armaduras), rige el artículo 26.12.4.2., 1º párrafo.

26.12.5. Apoyo indirecto

Rige el artículo 18.10.2.. En la armadura de suspensión pueden incluirse también elementos tensores, si su inclinación con respecto al eje de la viga está entre 45° y 90°. Para la verificación de los mismos se podrá utilizar como máximo el límite de fluencia f_s , pero el incremento de tensión debe ser menor que 420 MPa (4 200 kgf/cm²).

26.12.6. Verificación en la zona de introducción del pretensado

En las zonas de anclajes de los elementos tensores no se podrá admitir una distribución lineal inmediata de las tensiones originadas por el pretensado. Se podrá admitir esta hipótesis recién a una distancia de introducción "e" a partir del extremo del anclaje.

En el caso de elementos tensores con anclajes extremos, esa distancia de introducción "e" es igual a la longitud de la zona de perturbación "s" necesaria para que las fuerzas concentradas actuantes en los anclajes se hayan distribuido suficientemente, para obtener un diagrama lineal de tensiones.

En el caso de elementos tensores anclados sólo por adherencia, deberá tenerse en cuenta además, que se requiere una longitud adicional para la transferencia de los esfuerzos de los elementos tensores al hormigón. Se adoptará:

$$e = \sqrt{s^2 + (0,6 \ell_t)^2} \geq \ell_t \quad (68)$$

siendo:

ℓ_t la longitud de transferencia, según la ecuación (72).

En la zona de introducción "e" se deberá disponer siempre una armadura transversal para la absorción de los esfuerzos de hendimiento resultantes. En el caso de elementos tensores anclados por adherencia, se dimensionará esta armadura en base a la longitud de introducción reducida, y

se distribuirá la armadura de hendimiento correspondientemente. Esta longitud de introducción reducida, se tomará para alambres nervurados igual a la mitad del valor básico. Para alambres trefilados perfilados y para cordones se tomará esta longitud de introducción reducida igual a 3/4 del valor básico. Los esfuerzos de tracción originados por corte y hendimiento no necesitan ser sumados, si localmente se cubre siempre con estribos el valor mayor.

26.12.7. Secciones completadas a posteriori

Se absorberán siempre con armadura las tensiones de corte entre los elementos premoldeados y el hormigón in situ, como también las tensiones de corte en las juntas de trabajo (ver el artículo 7.7.) paralelas a la dirección portante considerada.

La junta entre la parte fabricada primero y la parte completada a posteriori debe ser rugosa. Para la inclinación de las bielas de compresión con respecto a la normal a la sección transversal se adoptará:

$$\operatorname{tg} \delta = \operatorname{tg} \delta_I \left(1 - 0,25 \frac{\Delta \tau}{\tau_u} \right) \quad (\text{Zona a}) \quad (69)$$

$$\operatorname{tg} \delta = 1 - \frac{0,25 \Delta \tau}{\tau_R} \quad (\text{Zona b}) \quad (70)$$

Para la notación, ver el artículo 26.12.4.2.

Si se utiliza para el hormigón in situ el tipo H-13, se tomará $\Delta \tau = 0,6 \text{ MPa}$ (6 kgf/cm²).

Si las juntas se hacen dentadas o si la superficie se trabaja posteriormente formando dientes, se puede tomar como inclinación en las bielas de compresión la indicada en el artículo 26.12.4.2.. La armadura que cruza la junta debe ser siempre mayor o igual que la armadura de corte mínima (según la Tabla 26.4.).

26.12.8. Juntas de trabajo con acoplamientos

En juntas de trabajo con acoplamientos de elementos tensores, puede realizarse la verificación al corte bajo la hipótesis de un reticulado equivalente, cuando la junta constructivamente corresponde a esto (en general juntas dentadas), en reemplazo de la verificación según los artículos 26.12.3. y 26.12.4. (es decir, que se pueden tomar inclinaciones mayores que las correspondientes a las ecuaciones (66) y (67), pero no menores). La armadura debe dimensionarse en base al reticulado supuesto. La dirección de la biela de compresión puede desviarse como máximo 15° de la normal a la superficie parcial de la junta, que debe tomar el esfuerzo de compresión. La tensión de compresión sobre las superficies parciales no puede superar en el estado de rotura, el valor de B_R .

26.12.9. Punzonado

En el cálculo del esfuerzo determinante de punzonado en la sección circular, máximo Q_r , necesario para verificar a punzonado losas apoyadas sobre apoyos puntuales, se deberá tener en cuenta el eventual efecto desfavorable de los elementos tensores que atraviesan la sección circular y se podrá tener en cuenta el eventual efecto favorable de los mismos.

La verificación se debe realizar según los artículos 22.5.1. y 22.5.2..

Para esta verificación en las ecuaciones correspondientes se pueden adoptar para κ_1 y κ_2 los siguientes valores:

- $\alpha_s = 1,3$ (acero tipo III y tipo IV) y para
- $\mu_g =$ la suma de los porcentajes de armadura

$$\mu_g = \mu_s + \mu_{vi}$$

siendo:

μ_g el porcentaje de armadura existente; a los efectos del cálculo no se puede tomar un valor mayor que 1,5%;

μ_s el porcentaje de armadura no tesa en porcentaje;

$\mu_{vi} = \frac{\sigma_{bv,N}}{\beta_s} \cdot 100$ porcentaje ideal (en %) debido al pretensado;

$\sigma_{bv,N}$ la tensión de pretensado céntrica de la losa al tiempo $t = \infty$;

β_s el límite de fluencia del acero no teso.

El porcentaje de la armadura no tesa en la zona del cono de punzonado $d_k = d_{st} + 3 h_m$, debe ser por lo menos de 0,3%, y en la zona contigua, dentro de la faja de columna de por lo menos 0,15%;

siendo:

d_{st} según el artículo 25.5.1.1.;

h_m según el artículo 25.1.1., teniendo en cuenta los elementos tensores que atraviesan la sección circular.

26.13. VERIFICACION DE LA ADHERENCIA ENTRE LOS ELEMENTOS TENSORES Y EL HORMIGON

No es necesaria la verificación bajo cargas de servicio. Se deberá verificar para el estado de carga de rotura el valor máximo τ_1 de la tensión de adherencia.

Se podrá determinar τ_1 en forma aproximada mediante la expresión:

$$\tau_1 = \frac{Z_u - Z_v}{u_v \cdot \ell'} \quad (71)$$

siendo:

- Z_u el esfuerzo de tracción en el elemento tensor bajo cargas de rotura en la verificación según el artículo 26.11.;
- Z_v el esfuerzo de tracción admisible en el elemento tensor bajo cargas de servicio;
- u_v el perímetro del elemento tensor según el artículo 26.10.2.;
- ℓ' la distancia entre la sección de máximo momento bajo cargas de rotura y el punto de momento nulo bajo cargas permanentes;

τ_1 no puede superar los siguientes valores:

- para aceros lisos $\tau_1 \text{ adm} = 1,2 \text{ MPa}$ (12 kgf/cm²);
- para aceros perfilados y cordones $\tau_1 \text{ adm} = 1,8 \text{ MPa}$ (19 kgf/cm²);
- para aceros nervurados $\tau_1 \text{ adm} = 3,0 \text{ MPa}$ (30 kgf/cm²).

Si de la ecuación (71) resultan valores mayores que los indicados, se debe realizar nuevamente la verificación según el artículo 26.11.2., con el esfuerzo de tracción Z_u determinado en función de τ_1 admisible.

26.14. ANCLAJE Y ACOPLAMIENTO DE LOS ELEMENTOS TENSORES, COBERTURA DEL DIAGRAMA DE TRACCIONES

26.14.1. Generalidades

Los elementos tensores deben anclarse en el hormigón del elemento estructural mediante

dispositivos adecuados de manera tal, que el anclaje resista el esfuerzo nominal de rotura del elemento tensor, y que bajo cargas de servicio, no aparezcan fisuras perjudiciales en la zona de los anclajes. Para los elementos tensores con anclaje extremo y para los acoplamientos se deben tomar los datos correspondientes de los certificados de aptitud del país de origen del sistema de pretensado, (ver el artículo 26.2.2.).

26.14.2. Anclaje por adherencia

En los elementos tensores que solamente están anclados por adherencia se necesita para la transferencia del esfuerzo de pretensado del acero al hormigón bajo cargas de servicio, una longitud de transferencia ℓ_t . Esta longitud se justificará mediante ensayos (ver el anexo a este artículo).

La longitud de transferencia se expresará:

$$\ell_t = k_1 \cdot d_v \quad (72)$$

En el caso de elementos tensores individuales de sección circular y para cordones, d_v es el diámetro nominal; en el caso de alambres de sección no circular, se tomará para d_v el diámetro de un círculo de igual área que el de la sección transversal.

El coeficiente de adherencia k_1 se justificará mediante ensayos.

La exigencia de un anclaje adecuado se considera cubierta, cuando se cumple una de las dos condiciones, a) ó b) siguientes:

- a) la longitud de anclaje ℓ de los elementos tensores debe estar ubicada en una zona, que bajo el estado de cargas de rotura, esté libre de fisuras por flexotracción (zona "a", según el artículo 26.12.3.1.) y libre de fisuras por corte ($\sigma_1 \leq$ que los valores de la Tabla 26.9., renglón 49 bajo carga predominantemente estática, o renglón 50 bajo carga no predominantemente estática).

La tensión principal de tracción σ_1 sólo requiere ser verificada a una distancia igual a $0,5 d_0$ del borde del apoyo.

La longitud del anclaje es:

$$\ell = \frac{Z_u}{\sigma_v \cdot A_v} \cdot \ell_t \quad (73)$$

siendo:

$$Z_u = \frac{M_u}{z} + Q_u \cdot \frac{v}{h} \quad (74)$$

σ_v la tensión admisible del acero para pretensado (ver la Tabla 26.9., renglón 65);

A_v el área de la sección transversal del elemento tensor;

v el decalaje del diagrama de tracción (según el artículo 18.7.2.).

El término $Q_u \cdot \frac{v}{h}$ de la ecuación (74) sólo necesita ser considerado si en las secciones que siguen a la longitud de anclaje, se deben esperar fisuras de corte, es decir, si se sobrepasan los valores límites antes mencionados.

- b) la longitud en que se prolongan los elementos tensores por sobre el borde anterior (lado interior del apoyo) debe ser:

$$l_1 = \frac{Z_{A,u}}{\sigma_v \cdot A_v} \cdot l_t \quad (75)$$

siendo:

$Z_{A,u} = Q_u \cdot \frac{v}{h}$, esfuerzo de tracción que se debe anclar en el apoyo. Si

una parte de este esfuerzo de tracción es anclado mediante armadura no tesa en la forma prevista en el artículo 18.5.2., la longitud de prolongación de los elementos tensores sólo requiere ser verificada para la diferencia:

$$\Delta Z_{A,u} = Z_{A,u} - A_s \cdot \beta_s;$$

Q_u el esfuerzo de corte en el apoyo bajo cargas de rotura;

A_v el área de la sección transversal de los elementos tensores ubicados en la parte inferior de la sección y que se prolongan por sobre el apoyo.

En el caso de apoyo directo, será suficiente prolongar los elementos tensores $2/3 l_1$, por sobre el apoyo.

26.14.3. Verificación del decalaje

Si se ubican los elementos tensores en forma escalonada, se deberá verificar que se cubra el diagrama de tracciones en el estado de rotura, en forma análoga a lo indicado en el artículo 18.7.2..

En las losas sin armadura de corte se tomará $v = 1,5 h$.

En la zona "a" se podrá prescindir de la cobertura del diagrama de tracciones:

- si en el caso de carga predominantemente estática las tensiones principales de tracción bajo cargas de rotura no superan los valores de la Tabla 26.9., renglón 49.
- si en el caso de carga no predominantemente estática las tensiones principales de tracción bajo cargas de rotura no superan los valores de la Tabla 26.9., renglón 50. (Ver el anexo a este artículo).

Cuando en el apoyo se levantan elementos tensores desde la parte inferior de la viga, se deberá asegurar la colaboración de la altura total de la viga para la absorción del esfuerzo de corte, mediante una armadura mínima del cordón traccionado, dimensionada para absorber un esfuerzo de tracción $Z_u = 0,5 Q_u$. Los elementos tensores que quedan en el cordón traccionado (los que no se levantan) pueden incluirse en esta verificación con su valor de tesado inicial V_o . (Ver el anexo a este artículo).

En la zona de apoyos intermedios, esta armadura del cordón inferior debe prolongarse en dirección hacia el apoyo en $v = 1,5 h$, por sobre la sección que bajo la combinación de carga considerada tenga todavía tensiones de tracción.

En el estado de carga considerado se deberán incluir también las sollicitaciones de coacción desfavorables (por ejemplo, diferencia de temperatura y asentamiento de apoyo). (Ver el anexo a este artículo).

Para el cordón superior se procederá análogamente.

26.14.4. Anclajes en el interior de la estructura

Cuando una parte de la sección transversal está afectada por elementos de anclaje (anclaje, acoplamiento de elementos tensores), se deben considerar debilitamientos de la sección por las siguientes causas:

- a) Cuando se coloca una capa intermedia flexible entre la superficie frontal del anclaje y el hormigón o mezcla de inyección: en todas las verificaciones bajo cargas de servicio y bajo cargas de rotura.
- b) Cuando los elementos de anclaje están situados en las zonas traccionadas: en las

verificaciones bajo cargas de servicio.

- c) Cuando los elementos de anclaje están en la zona de compresión y la dirección de la tensión principal de compresión difiere del eje del elemento en más de $22,5^\circ$ en verificaciones bajo cargas de servicio y bajo cargas de rotura. Para las verificaciones correspondientes al artículo 26.12.8. (acoplamientos en juntas de trabajo) los anclajes que no tienen capas flexibles intercaladas en las zonas donde deben absorberse los esfuerzos de compresión, no se consideran como debilitamientos de la sección.

En los anclajes intermedios, en elementos estructurales planos (o laminares) se deberá cubrir por lo menos el 25% del esfuerzo de pretensado introducido, mediante armaduras ancladas por detrás del anclaje del elemento tensor.

En el dimensionamiento de esta armadura adicional de anclaje, sólo se podrá considerar aquella, cuya distancia al eje del elemento tensor anclado sea $\leq 1,5 \sqrt{A_1}$ y cuya resultante de tracción coincide aproximadamente con el eje del elemento tensor anclado. A_1 es el área de la superficie de apoyo del anclaje del elemento tensor. Pueden incluirse en esta armadura adicional los elementos tensores con adherencia.

Como tensión admisible para la armadura no tesa de anclaje rige lo indicado en la Tabla 26.9., renglones 68 y 69. Para la armadura de pretensado (con adherencia) incluida en esta verificación, puede utilizarse la reserva de tensión existente en el elemento tensor hasta la tensión admisible según la Tabla 26.9., renglón 65, pero no más de **240 MPa** (2400 kgf/cm²).

Si detrás de un anclaje intermedio existen tensiones de compresión σ en el hormigón, podrá restarse el esfuerzo de compresión resultante:

$$D = 5 \cdot A_1 \cdot \sigma \quad (76)$$

26.15. TENSIONES ADMISIBLES

26.15.1. Tabla de valores admisibles

Los valores de las tensiones admisibles para el acero y el hormigón están agrupados en la Tabla 26.9.. No se permite interpolar.

En el plano medio de las placas y losas de cordones traccionados (losa superior o inferior de una sección cajón o T) no se deberá sobrepasar las tensiones correspondientes a tracción céntrica.

En las secciones pretensadas premoledadas, completadas a posteriori con hormigón in situ del tipo H-13 (ver los artículos 26.3.1.1. y 26.12.7.), la tensión de compresión de borde admisible en el hormigón in situ, es de **6 MPa** (60 kgf/cm²).

26.15.2. Tensiones admisibles de compresión bajo cargas localizadas

Son válidos los conceptos expuestos en el artículo 17.3.3..

26.15.3. Tensiones admisibles en la zona de compresión precomprimida

A los efectos de comparar la tensión resultante, con la tensión admisible de compresión de la Tabla 26.9., renglones 1 a 4, se podrá tomar como tensión resultante de comparación, la indicada en la ecuación (77):

$$\sigma = 0,75 \sigma_v + \sigma_q \quad (77)$$

siendo:

σ_v la tensión de compresión del hormigón originada por el pretensado;

σ_q la tensión de compresión del hormigón debida a las cargas exteriores, según los artículos 26.9.2.2. hasta 26.9.2.6., ubicadas en la combinación más desfavorable.

26.15.4. Sobretesado en elementos tensores con fricción

En el caso de impedimentos por fricción, se podrá elevar la tensión admisible en el anclaje (sobretesar) a los valores indicados en la Tabla 26.9., renglón 66, cuando no quedan afectadas las zonas de los momentos máximos y el incremento de la tensión queda limitado a las zonas en que la influencia de las sobrecargas es pequeña.

26.15.5. Tensiones admisibles de tracción en elementos premoldeados durante el transporte

El estado de transporte puede admitirse como un estado de construcción especial. Las tensiones admisibles a tracción para el mismo pueden tomarse igual al doble de las tensiones admisibles dadas para el estado de construcción.

26.15.6. Tensiones transversales de flexión en elementos con armadura no tesa. (Dimensionados como elementos de hormigón armado según el Capítulo 17.)

En secciones armadas de acuerdo con las reglas del hormigón armado (por ejemplo, el alma de las vigas, o losas de vigas cajón) donde se presentan momentos transversales, las tensiones por flexión transversal calculadas en estado I, no deben superar las tensiones de tracción admisibles de la Tabla 26.9., renglón 45; (en el caso de puentes sólo será necesario verificar esto bajo cargas principales). Ver el anexo al artículo 26.12.4.1., último párrafo.

Adicionalmente, las tensiones de flexión transversal calculadas en estado I bajo cargas permanentes + pretensado, no deben sobrepasar los valores de la Tabla 26.9., renglón 37. Ver el anexo al artículo 26.12.4.1., último párrafo.

26.15.7. Tensiones admisibles para el acero de pretensado

Durante el proceso de tesado las tensiones en el acero pueden alcanzar transitoriamente los valores de la Tabla 26.9., renglón 64, siendo determinante el valor menor.

Una vez anclados los elementos tensores rigen los valores de la Tabla 26.9., renglones 65 y 66, (ver también el artículo 26.15.4.).

Para los sistemas de pretensado, en que en el certificado de aptitud correspondiente al país de origen se prescribe un esfuerzo menor al anteriormente indicado, esta disminución del esfuerzo debe aplicarse proporcionalmente tanto para los esfuerzos de tesado como para los esfuerzos de anclaje.

26.15.8. Elementos tensores curvos

Las tensiones en las fibras extremas de los elementos tensores curvos no deberá sobrepasar el valor $\beta_{0,01}$, siendo $\beta_{0,01}$ la tensión correspondiente a un alargamiento residual de 0,1 % (límite de proporcionalidad).

Esto rige para los elementos tensores que se colocan y tesan curvados y también para los que se entregan arrollados.

Las tensiones en las fibras extremas, en los cordones, pueden determinarse con un diámetro ficticio igual a la mitad del diámetro nominal.

26.15.9. Verificaciones bajo cargas no predominantemente estáticas

26.15.9.1. Generalidades

Con excepción de los casos mencionados en los artículos 26.15.9.2. y 26.15.9.3. no será necesario verificar la amplitud de las oscilaciones en el acero para pretensado y para hormigón armado.

Para las mallas soldadas rige el artículo 17.8.. No son admisibles las mallas soldadas de ningún tipo como armadura de corte en puentes ferroviarios.

26.15.9.2. Anclaje en los extremos con elementos de anclaje y acoplamientos. (Se refiere aquí al extremo del elemento tensor, pudiendo estar por lo tanto el anclaje lejos del extremo del elemento estructural.)

Para los anclajes extremos con cuerpos de anclaje, así como también en los acoplamientos fijos y móviles de los elementos tensores, se debe verificar que la amplitud de las oscilaciones no sobrepase 0,7 veces el valor dado como amplitud admisible en el certificado de aptitud del sistema.

Esta verificación se debe realizar en el estado II si en la sección se tienen tensiones de tracción. Para esta verificación sólo será necesario considerar las oscilaciones de tensión causadas por variaciones frecuentes de carga, por ejemplo, por cargas no predominantemente estáticas.

En estas secciones transversales se debe verificar también la amplitud de las oscilaciones de tensión en el acero no tesado. Las amplitudes de oscilación obtenidas no deben sobrepasar los valores dados por el artículo 17.8..

En las secciones con acoplamientos fijos o móviles se deben considerar, para esta verificación, además de las cargas permanentes y del pretensado, incluida la relajación, la fluencia lenta y la retracción, las siguientes sollicitaciones como cargas permanentes, en cuanto sean desfavorables para las oscilaciones de tensión:

- probables descensos de apoyo según el artículo 26.9.2.6..
- diferencias de temperatura según el artículo 26.9.2.5..

- momento adicional
$$\Delta M = \pm \frac{E \cdot I}{10^4 d_0} \quad (78)$$

siendo:

$E \cdot I$ la rigidez a flexión en el estado I;

d_0 la altura de la sección transversal considerada.

ΔM , dado por la ecuación (78), se considera exclusivamente para esta verificación.

26.15.9.3. Anclajes en los extremos de elementos tensores con adherencia directa

Se debe verificar que la variación de la tensión en el extremo de la longitud de transferencia debida a variaciones frecuentes de carga (ver el artículo 26.15.9.2.) no sea mayor que **70 MPa** (700 kgf/cm²) en alambres nervurados y perfilados; ni mayor que **50 MPa** (500 kgf/cm²) en cordones.

Tabla 26.9. Tensiones admisibles

Hormigón a compresión. Tensiones admisibles debidas a esfuerzo normal y momento flexor bajo cargas de servicio.						
	Parte de la sección transversal	Campo de aplicación	Tensiones admisibles MPa (*)			
			H - 21	H - 30	H - 38	H - 47
	1	2	3	4	5	6
1	ZONA DE COMPRESION	Compresión céntrica en columnas y elementos comprimidos	8	10	11,5	13
2		Tensiones de borde en secciones macizas (por ejemplo sección rectangular) (Flexión plana)	11	14	17	19
3		Tensiones de borde en las alas de secciones aligeradas (por ejemplo, vigas placa y secciones cajón)	10	13	16	18
4		Tensión en esquina por flexión oblicua	12	15	18	20
5	ZONA TRACCIONADA PRECOMPRIMIDA	Compresión céntrica	11	13	15	17
6		Tensiones de borde en secciones macizas (por ejemplo sección rectangular) (Flexión plana)	14	17	19	21
7		Tensión de borde en las alas de secciones aligeradas (por ejemplo vigas placa y secciones cajón)	13	16	18	20
8		Tensión en esquina por flexión oblicua	15	18	20	22

(*) 1 MPa = 10 kgf/cm²

Tabla 26.9. (continuación)

Hormigón a tracción. Tensiones admisibles debidas a esfuerzo normal y momento flexor bajo cargas de servicio.							
En general , con exclusión de puentes.							
	Pretensado	Campo de aplicación	Tensiones admisibles MPa (*)				
			H - 21	H - 30	H - 38	H - 47	
	1	2	3	4	5	6	
9	PRETENSADO	En general:					
10		Tracción céntrica	0	0	0	0	
11		Tensión de borde	0	0	0	0	
		Tensión en esquina	0	0	0	0	
12		TOTAL	Bajo suma de estados de carga poco probables:				
13			Tracción céntrica	0,6	0,8	0,9	1,0
14			Tensión de borde	1,6	2,0	2,2	2,4
			Tensión en esquina	2,0	2,4	2,7	3,0
15			Estado de construcción:	Tracción céntrica	0,3	0,4	0,4
16	Tensión de borde			0,8	1,0	1,1	1,2
17	Tensión en esquina	1,0		1,2	1,4	1,5	
18	PRETENSADO	En general:					
19		Tracción céntrica	1,2	1,4	1,6	1,8	
20		Tensión de borde	3,0	3,5	4,0	4,5	
		Tensión en esquina	3,5	4,0	4,5	5,0	
21		LIMITADO	Bajo suma de estados de carga poco probables:				
22			Tracción céntrica	1,6	2,0	2,2	2,4
23	Tensión de borde		4,0	4,4	5,0	5,6	
	Tensión en esquina		4,4	5,2	5,8	6,4	
24	Estado de construcción:		Tracción céntrica	0,8	1,0	1,1	1,2
25			Tensión de borde	2,0	2,2	2,5	2,8
26		Tensión en esquina	2,2	2,6	2,9	3,2	

(*) 1 MPa = 10 kgf/cm²

Tabla 26.9. (continuación)

Hormigón a tracción. Tensiones admisibles debidas a esfuerzo normal y momento flexor bajo cargas de servicio.							
En puentes y construcciones similares (ver el artículo 26.6.7.1).							
	Pretensado	Campo de aplicación	Tensiones admisibles MPa (*)				
			H - 21	H - 30	H - 38	H - 47	
	1	2	3	4	5	6	
27	PRETENSADO TOTAL	Bajo cargas principales:					
28		Tracción céntrica	0	0	0	0	
29		Tensión de borde	0	0	0	0	
		Tensión en esquina	0	0	0	0	
30		Bajo cargas principales y secundarias: ¹⁾					
31		Tracción céntrica	0,6	0,8	0,9	1,0	
32		Tensión de borde	1,6	2,0	2,2	2,4	
		Tensión en esquina	2,0	2,4	2,7	3,0	
33		Estado de construcción:					
34		Tracción céntrica	0,3	0,4	0,4	0,5	
35		Tensión de borde	0,8	1,0	1,1	1,2	
		Tensión en esquina	1,0	1,2	1,4	1,5	
36		PRETENSADO LIMITADO	Bajo cargas principales:				
37			Tracción céntrica	1,0	1,2	1,4	1,6
38			Tensión de borde	2,5	2,8	3,2	3,5
	Tensión en esquina		2,8	3,2	3,6	4,0	
39	Bajo cargas principales y secundarias:						
40	Tracción céntrica		1,2	1,4	1,6	1,8	
41	Tensión de borde		3,0	3,6	4,0	4,5	
	Tensión en esquina		3,5	4,0	4,5	5,0	
42	Estado de construcción:						
43	Tracción céntrica		0,8	1,0	1,1	1,2	
44	Tensión de borde		2,0	2,2	2,5	2,8	
	Tensión en esquina		2,2	2,6	2,9	3,2	
Tensiones debidas a flexión transversal en secciones con armadura no tesa (ver el artículo 26.15.6.)							
45			3,0	4,0	5,0	6,0	
¹⁾ Ver el anexo al artículo 26.10.1.1..							
(*) 1 MPa = 10 kgf/cm ²							

Tabla 26.9. (Continuación)

Hormigón. Solicitaciones por corte.						
Tensiones principales de tracción bajo cargas de servicio.						
	Pretensado	Solicitud	Tensiones admisibles MPa			
			H - 21	H - 30	H - 38	H - 47
	1	2	3	4	5	6
46	PRETENSADO	Q, T, Q + T en el plano medio	0,8	0,9	0,9	1,0
(*) 47	TOTAL	Q + T	1,0	1,2	1,4	1,5
48	PRETENSADO	Q, T, Q + T en el plano medio	1,8	2,2	2,6	3,0
(*) 49	LIMITADO	Q + T	2,5	2,8	3,2	3,5
Q = corte T = torsión						
(*) Los renglones 47 y 49 rigen para secciones compactas.						

Tabla 26.9. (Continuación)

Hormigón. Solicitaciones por corte.						
Tensiones principales de tracción o tensiones tangenciales bajo cargas de rotura. Valores admisibles sin necesidad de verificación de la armadura (Zona a y zona b).						
	Solicitud	Elemento estructural	Tensiones admisibles MPa (*)			
			H - 21	H - 30	H - 38	H - 47
	1	2	3	4	5	6
50	Esfuerzo de corte Q	En vigas	1,4	1,8	2,0	2,2
51		En losas (*) (Q normal a la losa)	0,8	1,0	1,2	1,4
52	Torsión T	En secciones llenas	1,4	1,8	2,0	2,2
53		En el plano medio de almas y alas	0,8	1,0	1,2	1,4
54	Torsión + Corte	En el plano medio de almas y alas	1,4	1,8	2,0	2,2
55		En secciones llenas	1,8	2,4	2,7	3,0
(*) Para losas de espesor $d > 30$ cm ver el artículo 26.12.4.1..						
Valores máximos de la tensión tangencial bajo cargas de rotura en zona b y en cordones traccionados en la zona a.						
56	Esfuerzo de corte Q	En vigas	5,5	7,0	8,0	9,0
57		En losas (Q normal a la losa)	3,2	4,2	4,8	5,2
58	Torsión T	En secciones llenas	5,5	7,0	8,0	9,0
59		En el plano medio de almas y alas	3,2	4,2	4,8	5,2
60	Torsión + Corte	En el plano medio de almas y alas	5,5	7,0	8,0	9,0
61		En secciones llenas	5,5	7,0	8,0	9,0
(*) 1 MPa = 10 kgf/cm ²						

ANEXOS AL CAPITULO 26

INDICE

26.3.1.2.(1° párrafo)	ELEMENTOS PRETENSADOS CON ADHERENCIA DIRECTA	A.26 - 1
26.3.2.	ACERO PARA PRETENSADO	A.26 - 1
26.8.	PERDIDAS POR RELAJACION DEL ACERO, POR RETRACCION Y FLUENCIA LENTA DEL HORMIGON	A.26 - 2
26.8.	PERDIDAS POR FRICCION	A.26 - 3
26.8.2	PERDIDAS POR RELAJACION DEL ACERO	A.26 - 4
26.10.1.1. (2° párrafo)	CARGAS PRINCIPALES Y SECUNDARIAS EN LOS PUENTES	A.26 - 5
26.11.1. (1° párrafo)	CARGA DE ROTURA DE CALCULO Y FACTORES DE SEGURIDAD	A.26 - 5
26.12.	DETERMINACION DEL ANGULO δ_1 QUE FORMAN LAS TENSIONES PRINCIPALES DE COMPRESION CON LA NORMAL A LA SECCION	A.26 - 6
26.12.3.1. (1° párrafo)	VERIFICACION DE TENSIONES DE CORTE BAJO CARGAS DE ROTURA	A.26 - 12
26.12.4.1. (último párrafo)	TENSIONES DE FLEXOTRACCION ORIGINADAS POR FLEXION TRANSVERSAL EN SECCIONES DIMENSIONADAS COMO SECCIONES DE HORMIGON ARMADO	A.26 - 12
26.12.4.2. (1° párrafo)	ARMADURA PARA LA ABSORCION DE LOS ESFUERZOS DE CORTE	A.26 - 13
26.14.2. (1° párrafo)	ANCLAJE POR ADHERENCIA	A.26 - 13
26.14.3.(3° a 5° párrafo)	VERIFICACION DEL DECALAJE	A.26 - 14

ANEXOS AL CAPITULO 26

26. 3. 1. 2. (1º párrafo) **ELEMENTOS PRETENSADOS CON ADHERENCIA DIRECTA**

La exigencia en el texto reglamentario de un hormigón de resistencia característica $f'_{ck} = 30 \text{ MPa}$ (300 kgf/cm^2) no impide que para un determinado producto se pueda utilizar hormigón de resistencia característica mayor o igual que **25 MPa** (250 kgf/cm^2), siempre que se trate de elementos previstos exclusivamente para cargas estáticas, ubicados en ambientes protegidos, tesados con alambres de acero no sensibles a la corrosión y habiéndose demostrado mediante ensayos la adecuada adherencia de dichos alambres. Por lo demás rige lo indicado en el artículo 26.3.1.2..

Únicamente en este caso se permite interpolar los valores de la Tabla 26.9., linealmente entre los valores dados para los tipos de hormigón H-21 y H-30.

26.3.2. **ACERO PARA PRETENSADO**

Teniendo en cuenta que los aceros de pretensado son más sensibles a la corrosión, cuando se utilicen elementos pretensados en condiciones ambientales agresivas se deben prever medidas de protección adecuadas contra posibles ataques (por ejemplo, mediante mayores recubrimientos, revestimientos, pinturas, etc.; véase también el artículo 26.6.5.2.) y se recomienda por lo tanto el uso de los siguientes diámetros:

- Para el caso de alambres aislados: diámetro mínimo de 5 mm, o en caso de sección no circular el área de la misma por lo menos de 30 mm^2 .
- Para el caso de los cordones: sección transversal por lo menos de 30 mm^2 y los alambres aislados de 3 mm de diámetro como mínimo.
- Para casos especiales, como por ejemplo, armadura temporaria o pretensado de caños: alambres de un diámetro mínimo de 3 mm o una sección mínima de 20 mm^2 si se trata de una sección no circular.

26.8. (3º párrafo) PERDIDAS POR RELAJACION DEL ACERO, POR RETRACCION Y FLUENCIA LENTA DEL HORMIGON

Pueden calcularse con la ecuación (A.26.1.), siempre que no resulten mayores del 30% (ver el artículo 26.8.7.2.).

$$\sigma_{z, \varphi \cdot r} = \frac{\varepsilon_s E_z + \sigma_{z,r} + n [\sigma_{bz, g_1} \cdot \varphi_1 + \sigma_{bz, g_2} \cdot \varphi_2 + \sigma_{bz, v_0} \cdot \varphi_1]}{1 - \frac{n(\sigma_{bz, v_0})}{\sigma_{z, v_0}} \left[1 + \frac{\varphi_1}{2} \right]} \quad (\text{A.26.1})$$

siendo:

ε_s la retracción desde la edad t_1 hasta t_∞ (en banco de tesado, desde la edad t_0 hasta t_∞), (negativo), (ver el artículo 26.8.4.);

E_z el módulo de elasticidad del acero de pretensado;

$n = E_z/E_b$ la relación entre los módulos de elasticidad del acero y del hormigón (ver los artículos 26.7.2. y 26.7.3.);

σ_{bz, g_1} la tensión en el hormigón en la fibra contigua al elemento tensor debida a las cargas permanentes aplicadas a la edad t_1 (positiva);

σ_{bz, g_2} la tensión en el hormigón en la fibra contigua al elemento tensor debida a las cargas permanentes aplicadas a la edad t_2 (positiva);

σ_{bz, v_0} la tensión en el hormigón en la fibra contigua al elemento tensor debida al valor inicial del pretensado (negativa);

φ_1 el coeficiente de fluencia lenta correspondiente a las cargas aplicadas a la edad t_1 (ver el artículo 26.8.3., Tabla 26.7.);

φ_2 el coeficiente de fluencia lenta correspondiente a las cargas aplicadas a la edad t_2 (ver el artículo 26.8.3., Tabla 26.7.);

σ_{z, v_0} la tensión en el acero debida al pretensado inicial (positiva);

- $\sigma_{z, \varphi + r}$ la pérdida de tensión en el acero pretensado, debida a la retracción, fluencia lenta y relajación del acero;
- $\sigma_{z, r}$ la pérdida de tensión por relajación solamente, en el acero aislado (negativa). El valor a considerar se toma en función de la tensión inicial calculada con la ecuación (A.26.2.):

$$\sigma_{z, v}^0 = \sigma_{z, v g}^0 - 0,3 \sigma_{z, \varphi + r} \quad (\text{A.26.2})$$

siendo:

- $\sigma_{z, v g}^0$ la tensión inicial en el acero debida al pretensado y a las cargas permanentes;
- $\sigma_{z, \varphi + r}$ el valor estimado a priori de la pérdida total, que se debe controlar con el valor final de la fórmula (proceso iterativo).

Bajo la designación de acero se entiende el acero pretensado.

26.8. PERDIDAS POR FRICCIÓN

Se podrán calcular con la ecuación (A.26.3.):

$$\Delta V_0 = V_0 \cdot [1 - e^{-\mu (\alpha \cdot k \cdot x)}] \quad (\text{A.26.3.})$$

siendo:

- V_0 el esfuerzo de pretensado aplicado en el extremo desde donde se miden las pérdidas;
- α la suma de los valores absolutos de las desviaciones angulares previstas de la traza del elemento tensor a lo largo de la distancia x (en radianes);
- k la variación angular no prevista en radianes por metro;

x la distancia en metros desde el punto en que se aplica V_0 hasta el punto para el cual se calculan las pérdidas por fricción;

μ el coeficiente de fricción entre el elemento tensor y la vaina;

como valores indicativos para los elementos tensores no lubricados con radio de curvatura ≥ 6 m pueden adoptarse:

- para elementos tensores en conductos de hormigón sin vainas $\mu = 0,50$
- para elementos tensores compuestos por alambres o cordones en vaina metálica $\mu = 0,20$
- para alambres lisos en vaina metálica $\mu = 0,25$
- para alambres no lisos en vaina metálica $\mu = 0,30$

En caso de lubricación ligera (aceites solubles), estos valores pueden multiplicarse por 0,9.

Para alambres lisos y cordones con un radio de curvatura igual a 2 m, puede admitirse como primera aproximación $\mu = 0,30$.

La desviación angular no prevista k , depende esencialmente de la precisión con la que la traza prevista es realizada, más fácil de obtener con vainas de mayor rigidez y con menor separación entre apoyos.

Como valor medio puede tomarse $k = 0,01^{-1}$ m o en función del diámetro de la vaina, expresado en mm:

		ϕ	<	30	$k = 0,016$
30	<	ϕ	<	40	$k = 0,012$
40	<	ϕ	<	50	$k = 0,009$
50	<	ϕ	<	60	$k = 0,007$
60	<	ϕ			$k = 0,006$

26.8.2. PÉRDIDAS POR RELAJACION DEL ACERO

A falta de datos más precisos suministrados por el fabricante, pueden estimarse las pérdidas por relajación del acero, de acuerdo con lo indicado en la Tabla A.26.1..

Tabla A.26.1. Valores indicativos de la relajación para un elemento aislado, a tiempo infinito y a 20°C.

σ_v^0 / β_z	0,6	0,7	0,8
Aceros normales	6 %	12 %	25 %
Aceros de baja relajación	3 %	6 %	10%

siendo:

σ_v^0 la tensión inicial en el acero en el punto considerado;

β_z la resistencia a tracción del acero.

26.10.1.1. (2º párrafo b)) CARGAS PRINCIPALES Y SECUNDARIAS EN LOS PUENTES

Por cargas principales se entienden:

- las cargas permanentes de pretensado, sobrecargas reglamentarias, las influencias debidas a la fluencia lenta y a la retracción, y a coacción por asentamientos probables de apoyos.

Por cargas secundarias se entienden:

- las acciones térmicas, viento, nieve, resistencia de los apoyos, acciones de inercia en los puentes móviles, cargas sobre barandas y a coacciones por asentamientos posibles.

26.11.1. (1º párrafo) CARGA DE ROTURA DE CALCULO Y FACTORES DE SEGURIDAD

Cuando las sollicitaciones originadas por las reacciones hiperestáticas debidas al pretensado son del mismo signo que las sollicitaciones originadas por las cargas, no deberá descontarse el efecto favorable debido a la relajación, a la fluencia lenta y a la retracción. Al contrario, se recomienda por razones de seguridad, aplicarle un factor de mayoración de 1,1.

26.12. DETERMINACION DEL ANGULO δ_1 QUE FORMAN LAS TENSIONES PRINCIPALES DE COMPRESION CON LA NORMAL A LA SECCION

Tensiones normales: σ_x , σ_y (positivas si son de tracción).

Tensiones tangenciales: τ_{xy}

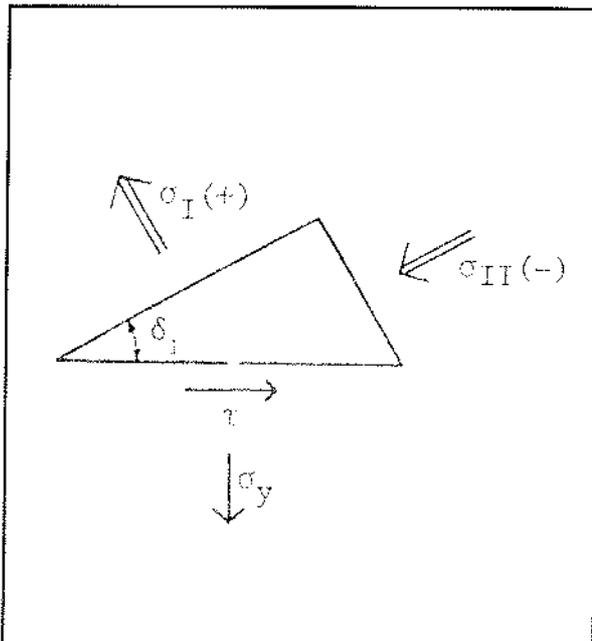
■ Tensiones principales

$$\sigma_I = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\frac{(\sigma_x - \sigma_y)^2}{4} + \tau_{xy}^2}$$

tensión principal de tracción (A.26.4.)

$$\sigma_{II} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \sqrt{\frac{(\sigma_x - \sigma_y)^2}{4} + \tau_{xy}^2}$$

tensión principal de tracción (A.26.5.)



$$\operatorname{tg} \delta_1 = \sqrt{1 + \left(\frac{(\sigma_y - \sigma_x)}{2\tau_{xy}} \right)^2} - \frac{\sigma_y - \sigma_x}{2\tau_{xy}}$$

$$\operatorname{tg} \delta_1 = \frac{\sigma_y - \sigma_x}{\tau_{xy}} \quad (\text{A.26.6.})$$

$$\operatorname{tg} 2 \delta_1 = \frac{2 \tau_{xy}}{\sigma_y - \sigma_x}$$

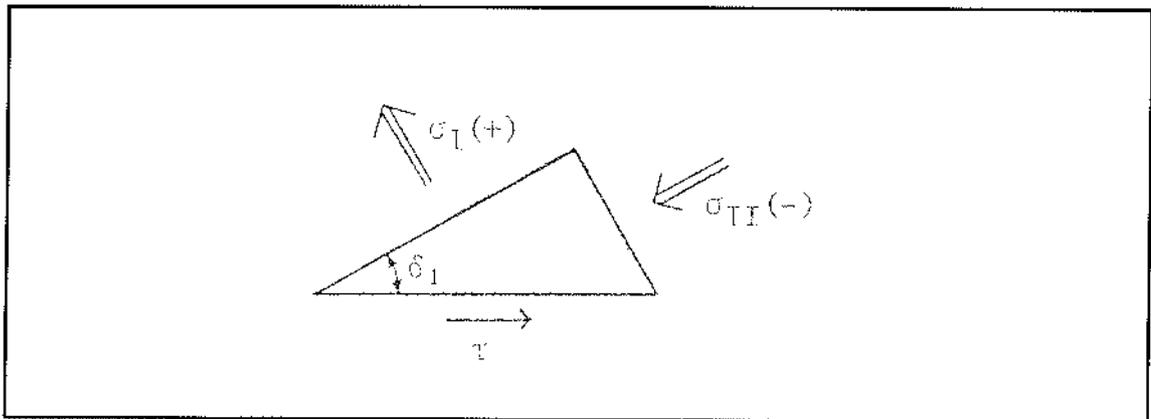
- En el caso frecuente de $\sigma_y = 0$

$$\sigma_I = \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\frac{\sigma_x^2}{4} + \tau_{xy}^2} \quad (\text{tensión principal de tracción})$$

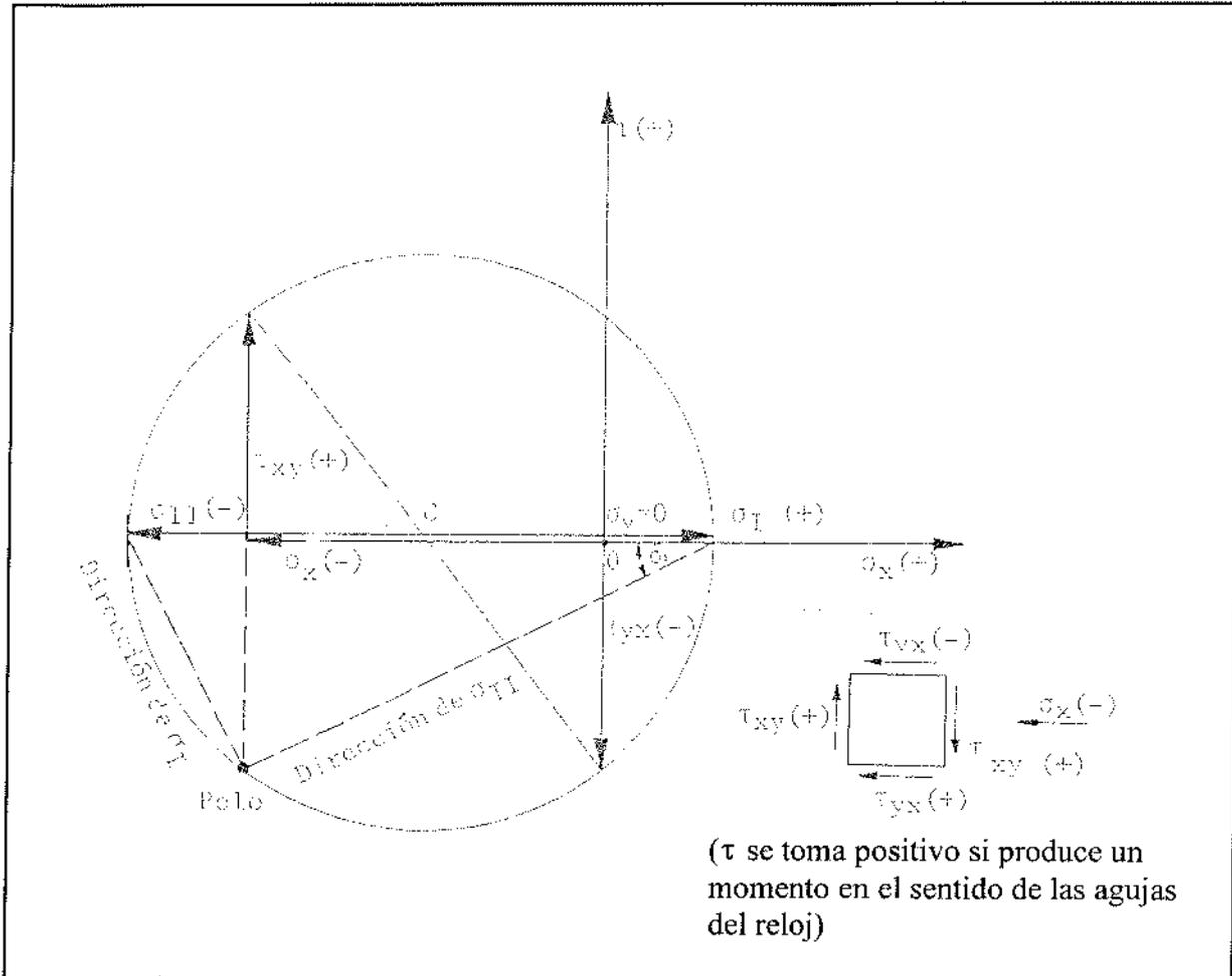
$$\sigma_{II} = \frac{\sigma_x}{2} - \sqrt{\frac{\sigma_x^2}{4} + \tau_{xy}^2} \quad (\text{tensión principal de compresión})$$

$$\boxed{\operatorname{tg} \delta_1 = \frac{\sigma_I}{\tau_{xy}}}$$

(A.26.7)



■ Con el círculo de Mohr



DETERMINACION DE LAS TENSIONES PRINCIPALES DE COMPRESION Y DE LA ARMADURA DE CORTE MEDIANTE LA ANALOGIA DE LA VIGA DE RETICULADO

$$Q_u = \gamma Q_q - Q_{v,\varphi} \quad (A.26.8.)$$

siendo:

γ igual a 1,75

Q_q el esfuerzo de corte debido a las cargas.

$Q_{v,\phi}$ el esfuerzo de corte debido al pretensado una vez producidas las pérdidas plásticas.

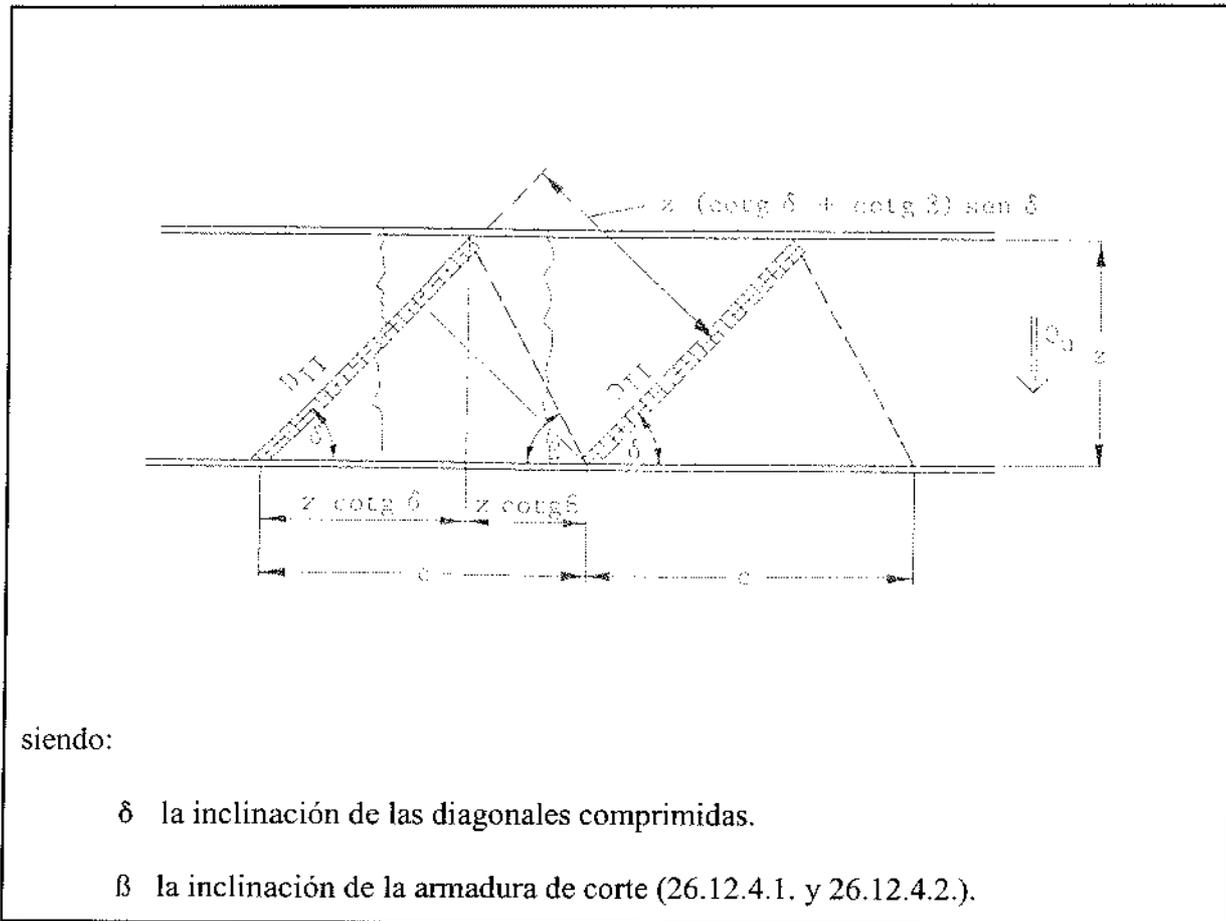
En ciertos casos puede ser más desfavorable Q_v ; también deben incluirse efectos desfavorables originados por una inclinación de los cordones comprimidos.

$$\text{En zona a) } \tau_u \cdot b_0 = \frac{Q_u}{z} = \frac{Q_u S}{I} \quad (*) \quad (\text{A.26.9.})$$

$$\text{En zona b) } \tau_R \cdot b_0 = \frac{Q_u}{z} \quad (*) \quad (\text{A.26.10.})$$

(*) En el Capítulo 26 se prevé una reducción de sólo 20%. CEB-FIP recomienda deducir 1/2 diámetro de las vainas.

Analogía de la viga de reticulado



■ **Tensión principal de compresión** (Artículo 26.12.3.2.)

$$\sigma_{II} = \frac{D_{II}}{b_0 z \operatorname{sen} \delta (\operatorname{cotg} \delta + \operatorname{cotg} \beta)} = \frac{Q}{b_0 \operatorname{sen} \delta} \cdot \frac{1}{z (\operatorname{cotg} \delta + \operatorname{cotg} \beta) \operatorname{sen} \delta}$$

$$\sigma_{II} = \frac{Q}{b_0 z} \cdot \frac{1}{(\operatorname{sen} \delta)^2} \cdot \frac{1}{\operatorname{cotg} \delta + \operatorname{cotg} \beta}$$

$\sigma_{II,Q} = \tau_Q \cdot \frac{1}{(\operatorname{sen} \delta)^2} \cdot \frac{1}{\operatorname{cotg} \delta + \operatorname{cotg} \beta}$	<p>Zona a (A.26.11.)</p>
---	---------------------------------

- Con estribos verticales ($\beta = 90^\circ$)

$$\sigma_{H,Q} = \tau_Q \cdot \frac{1}{\text{sen } \delta \cdot \text{cos } \delta} \quad \text{Zona a} \quad (\text{A.26.12.})$$

τ_Q es la tensión de corte originada por el esfuerzo de corte último.

- Para torsión, con estribos verticales

$$\sigma_{H,T} = \tau_T \cdot \frac{1}{\text{sen } \delta \cdot \text{cos } \delta} \quad \text{Zona a} \quad (\text{A.26.13.})$$

τ_T es la tensión de corte originada por la torsión mayorada calculada en la sección hueca (ver el artículo 26.12.3.2. (5º párrafo).

Para la acción simultánea de corte (τ_{Qu}) y de torsión (τ_T) en zona a:

$$\sigma_{H,Q,T} = \sigma_{H,Q} + \sigma_{H,T} - \sigma_{H,Q} \cdot \sigma_{H,T} \cdot \frac{\text{sen}^2 (\delta_T - \delta_Q)}{\sigma_{H,Q} \cdot \text{sen}^2 \delta_Q + \sigma_{H,T} \cdot \text{sen}^2 \delta_T}$$

siendo:

$$\delta_T = 45^\circ$$

δ_Q según la ecuación (66)

$$\sigma_{H,Q,T} \approx \sigma_{H,Q} + \sigma_{H,T} \quad (\text{A.26.14.})$$

DETERMINACION DE LA ARMADURA DE CORTE

Esfuerzo de tracción por unidad de longitud:

$$Z_{\beta} = \frac{Q_u}{\text{sen } \beta} \cdot \frac{1}{z (\text{cotg } \delta + \text{cotg } \beta)}$$

$$Z_{\beta} = \frac{Q_u}{z} \cdot \frac{1}{\text{sen } \beta} \cdot \frac{1}{(\text{cotg } \delta + \text{cotg } \beta)} \quad (\text{A.26.15.})$$

Estribos verticales ($\beta = 90^\circ$)

$$Z_{90} = \frac{Q_u}{z} \cdot \text{tg } \delta \quad (\text{A.26.16.})$$

26.12.3.1. (1º párrafo) VERIFICACION DE TENSIONES DE CORTE BAJO CARGAS DE ROTURA

En el caso de elementos tensores inclinados se puede referir, en la zona **b**, el brazo interno **z** a la armadura no tesa del cordón traccionado si esta se dimensiona para un esfuerzo $Z_u \geq 0,5 Q_u$; (ver el artículo 26.14.3. y el anexo al mismo). Ver los comentarios al artículo 12 en el Cuaderno 320 de la Comisión Alemana del Hormigón Armado, publicado en castellano por el Instituto Argentino de Normalización (IRAM).

26.12.4.1. (último párrafo) TENSIONES DE FLEXOTRACCION ORIGINADAS POR FLEXION TRANSVERSAL EN SECCIONES DIMENSIONADAS COMO SECCIONES DE HORMIGON ARMADO

En este artículo se tratan explícitamente las tensiones de tracción originadas por flexión transversal, porque la exigencia sólo se refiere a la dirección transversal y cuando no existe pretensado en esa dirección; dado que en dirección longitudinal rigen siempre las limitaciones de tensiones correspondientes a pretensado total o limitado. Estas limitaciones rigen también para

losas que forman simultáneamente la placa o el cordón de una viga principal, cuando se deben superponer las tensiones longitudinales de tracción de igual dirección, originadas por el efecto de viga y de losa, (ver el artículo 26.10.1.1., último párrafo y el artículo 26.10.1.2., (último párrafo).

Con la verificación exigida en el artículo 26.15.6. se busca obtener para la viga pretensada en sentido transversal una fisuración disminuida, como la que se obtiene en dirección longitudinal mediante el efecto de pretensado.

Esta limitación de las tensiones transversales por flexión es, entre otras, una de las condiciones necesarias para poder eximir de la superposición de la armadura de corte por efecto de viga con la de flexión transversal, permitido en las condiciones que indica el artículo 26.12.4.1. último párrafo. Ver Conferencia del Prof. Kupfer, publicada por CIRSOC, año 1981, pág.20

26.12.4.2. (1º párrafo) ARMADURA PARA LA ABSORCIÓN DE LOS ESFUERZOS DE CORTE

La minoración de la armadura de corte, frente a la armadura obtenida por la analogía del reticulado de Morsch con $\delta = 45^\circ$, se debe principalmente a la contribución del cordón comprimido (esfuerzo de compresión inclinado) y a la inclinación $< 45^\circ$ de las diagonales comprimidas.

Con el factor de reducción

$$\text{tg } \delta = 1 - \frac{\Delta_\tau}{\tau_u} \quad (\text{A.26.17.})$$

se contemplan simultáneamente ambos efectos. El ángulo δ de cálculo, es por lo tanto tan solo un valor de cálculo, que no corresponde a la inclinación real de las fisuras de corte que aparecen en la estructura.

26.14.2. (1º párrafo) ANCLAJE POR ADHERENCIA

La longitud de transferencia necesaria para asegurar la transmisión del esfuerzo de pretensado al hormigón, debe ser determinada por ensayos o, si existen, por los certificados de aprobación del sistema de anclaje (por adherencia) del país de origen, adaptados a las condiciones de utilización y a las tensiones admisibles de este reglamento.

18.7.2.). Para el caso de losas sin armadura de corte, se exige sin embargo un decalaje mayor, es decir, **1,5 h**, porque en estructuras pretensadas la inclinación de las diagonales comprimidas es menor que en estructuras de hormigón armado sin pretensar. Las tensiones límites, por encima de las que se supone sección fisurada, son las mismas que las indicadas en el artículo 26.14.2. (ver el artículo 26.12.3.1.).

En el caso de que los elementos tensores se levanten hacia el apoyo, el cordón traccionado debe armarse con armadura no tesa de manera tal que los esfuerzos que resultan en las diagonales comprimidas conforme a la analogía del reticulado, puedan equilibrar su componente horizontal en el cordón traccionado. Esto vale también para vigas pretensadas con elementos tensores con adherencia a posteriori, en los cuales los elementos tensores suelen estar ubicados sobre los apoyos interiores en la parte superior de la viga.

La armadura mínima de cordón traccionado, es decir, la necesaria para absorber $Z_u = 0,5 Q_u$, debe ubicarse en los apoyos extremos en la parte inferior de la viga y en los apoyos interiores abajo y arriba. Una armadura existente puede incluirse en su dimensionamiento (sin embargo, por razones de equilibrio, deberá ser adicional a la armadura de tracción necesaria para absorber el momento último en la sección considerada, calculado sin decalaje). En los apoyos interiores, deberá llevarse esta armadura con el valor de decalaje $v = 1,5 h$ más allá de la sección, que bajo las solicitaciones consideradas aún tiene esfuerzos de tracción. En función de la solicitación existente y de la altura de la viga, puede resultar que el anclaje considerado (**1,5 h**) penetra más allá del eje del apoyo en el tramo vecino.

CAPITULO 27 - HORMIGON PRETENSADO. INYECCION DE VAINAS

27.1. GENERALIDADES

La inyección tiene por objeto proteger el acero tesado contra la corrosión y asegurar la adherencia entre los elementos tensores y el hormigón.

La correcta inyección de las vainas que alojan los cables, barras o trenzas de un elemento de hormigón postensado, es una tarea de fundamental importancia para asegurar la durabilidad de la estructura.

Por lo tanto, la inyección de vainas y los requisitos para la mezcla de inyección deben ser controlados por un Profesional Responsable.

27.1.1. Campo de validez

Este capítulo rige para la inyección de pasta o mortero de cemento en vainas de estructuras de hormigón pretensado con adherencia a posteriori. Se establecen en él los requisitos mínimos que deben cumplir la pasta o el mortero a inyectar, las tareas de inyección y los ensayos requeridos.

27.2. REQUISITOS PARA LA MEZCLA DE INYECCION

27.2.1. Generalidades

Una buena mezcla de inyección debe tener las siguientes cualidades:

- ausencia de agentes agresivos,
- fluidez suficiente durante la duración de la tarea de inyección,
- buena estabilidad (baja exudación),
- retracción moderada,
- resistencia mecánica conveniente,
- baja absorción capilar.

La mezcla de inyección estará compuesta por cemento, agua y eventualmente aditivos. Solamente se usará un mortero, es decir una mezcla de agua, cemento, arena fina y eventualmente aditivos, cuando la sección de la vaina sea mayor que cuatro veces la sección de la armadura, o cuando lo exija el sistema de pretensado a utilizar.

La utilización de mezclas a base de resinas y otros materiales requerirá una aprobación previa de la autoridad fiscalizadora en base a ensayos y experiencias que aseguren su comportamiento eficaz.

27.2.2. Fluidez de la mezcla de inyección

La mezcla de inyección debe mantener suficiente fluidez hasta la finalización de las tareas de inyección. El ensayo de fluidez se determina mediante el cono de Marsh (ver el artículo 27.8.1.).

El tiempo de escurrimiento de la mezcla estará comprendido entre 13 y 25 segundos.

27.2.3. Exudación de la mezcla de inyección

La exudación caracteriza la estabilidad de la mezcla. La cantidad de agua exudada en la superficie de una mezcla de inyección mantenida en reposo durante tres horas deberá ser al final de dicho lapso como máximo igual al 2% del volumen inicial de la mezcla. El agua exudada deberá ser reabsorbida a las 24 horas de aquella medición. Esta reabsorción es de particular importancia en los casos de inyección en tiempo frío, debido al riesgo de la formación de hielo.

La expansión eventual por uso de aditivos para tal fin no debe superar el 10%.

27.2.4. Resistencia mecánica a compresión

La resistencia a la compresión de la mezcla de inyección, mediante el ensayo de tres probetas cilíndricas (según el artículo 27.8.3.) debe arrojar como mínimo los valores indicados en la Tabla 27.1..

Tabla 27.1. Resistencia mecánica a la compresión

Edad de la probeta al ensayarla	Resistencia a la compresión MPa (*)	
	Valor mínimo para cada probeta	Valor mínimo para cada serie de probetas
7 días	19	21
28 días	27	30
(*) 1 MPa = 10 kgf/cm ²		

Para los casos en que sea necesario transmitir los esfuerzos de anclaje sobre la pasta de inyección, o trasladar elementos premoldeados antes de la edad indicada, deberá alcanzarse previamente la resistencia a la compresión requerida para el sistema de pretensado (ver el artículo 26.2.2.). Para ello se procederá según el artículo 27.7.3..

27.2.5. Resistencia a las heladas

La mezcla de inyección endurecida debe ser resistente a las heladas. La mezcla resiste las heladas si cumple con los requisitos de los artículos 27.2.2. a 27.2.4.. En general, es también resistente a las heladas, a edad temprana, si adicionalmente se toman las precauciones indicadas en el artículo 27.6..

27.3. COMPONENTES BASICOS Y COMPOSICION DE LA MEZCLA DE INYECCION

En general, la mezcla de inyección se prepara inmediatamente antes de la inyección con cemento, agua, aditivos y dado el caso adiciones minerales pulverulentas y agregados. La aptitud de la composición elegida y de los componentes básicos se debe verificar por medio de ensayos, de acuerdo con el artículo 27.7.1.

27.3.1. Cemento

Sólo se puede usar cemento pórtland, de marcas aprobadas oficialmente que cumplan con los requisitos de calidad contenidos en la norma IRAM 1 503.

No podrán usarse cementos que presenten el fenómeno de "falso fraguado", ni aquellos que posean un contenido de ión Cl^- ó $SO_4^{=}$ superior al 0,02% ni otro elemento susceptible de posibilitar la corrosión de los aceros.

El empleo de otros cementos sólo podrá ser autorizado previo ensayo. Todo cemento que se use para inyección deberá proveerse en bolsas cuyo peso debe ser de 50 kg. El cemento debe ser de expedición reciente, recomendándose que en el momento de usarlo no tenga más de 3 semanas de expedido de fábrica. Hasta su empleo debe estar depositado en un lugar cerrado y protegido contra la humedad.

En el lugar de emplazamiento de la estructura a inyectar, no debe depositarse más cemento que el que se utilizará por vez.

27.3.2. Agua

El contenido de cloro del agua de mezclado no debe ser mayor que el indicado en la norma IRAM 1 601 para el hormigón pretensado y deberá estar exenta de detergentes. Su p.H. no podrá ser < 7 . El agua potable es en general apropiada para la preparación de la mezcla de inyección.

Si se utilizan otras aguas debe verificarse que éstas no faciliten la corrosión del acero pretensado.

27.3.3. Aditivos

Como aditivos sólo pueden emplearse aditivos auxiliares de inyección cuya aptitud para el uso en inyecciones esté expresamente indicada en el certificado del fabricante y haya sido demostrada mediante ensayos. Además no deberán contener iones agresivos (cloruros, sulfuros, nitratos, fluoruros). Ver el artículo 4.6. y el anexo a este artículo.

27.3.4. Adiciones minerales pulverulentas

Sólo se podrán incluir adiciones minerales pulverulentas en la mezcla de inyección si éstas no reaccionan hidráulicamente y si está expresamente permitido su empleo en el certificado de aptitud del sistema de pretensado. (Ver el artículo 4.7.).

27.3.5. Agregados

Sólo se podrán incorporar agregados a la mezcla de inyección si está expresamente permitido su empleo en el certificado de aptitud del sistema de pretensado que se emplea (ver el artículo 26.2.2.) o cuando se cumpla que la sección de la vaina es igual o mayor que cuatro veces la sección de la armadura envainada. El tamaño máximo del agregado será inferior a 200 μm y la razón entre el total de agregados finos inertes y el cemento no superará el 25% en masa. Los agregados deben responder a lo indicado en el artículo 4.2., 4.3. y 4.4..

27.3.6. Razón agua/cemento

La razón agua/cemento en masa no será mayor de 0,44. Dicha razón debe ser inferior a 0,44, siempre que se logre la consistencia necesaria para una correcta inyección.

27.4. DOSIFICACION, MEZCLADO E INYECCION

27.4.1. Dosificación

Todos los componentes de la mezcla de inyección deben agregarse con una precisión del 2% en masa para el cemento y 1% en masa para el agua.

27.4.2. Mezclado

Por lo general, los componentes básicos se deben introducir en la mezcladora en movimiento en el siguiente orden: agua, cemento, aditivos y dado el caso adiciones minerales pulverulentas y después los agregados.

El cemento debe agregarse lentamente. Los aditivos deben agregarse de tal manera que se

produzca un mezclado homogéneo con la mezcla y que quede asegurada la eficacia de la incorporación de los aditivos.

El tiempo máximo de mezclado será de 4 minutos, salvo especificación en contrario del fabricante del equipo, lo cual deberá aprobarse.

Después de mezclada la pasta debe ser mantenida en agitación continuamente, para evitar que se formen grumos o se produzca segregación. Entre el equipo de mezclado y el de agitado, la mezcla debe ser tamizada a través de un tamiz IRAM 1,18 mm.

La temperatura de la mezcla fresca, luego del mezclado, no debe exceder los 35°C.

27.4.3. Vainas

Antes de la inyección deberán controlarse las vainas para asegurarse el libre pasaje de la mezcla. Previamente a las operaciones de inyección deberán limpiarse las vainas o los canales con agua a presión. Concluida esta tarea debe eliminarse el agua sobrante de las vainas con aire comprimido, salvo que el sistema empleado recomiende otro método, ya que para la eliminación total del agua, en general no son suficientes los drenes inferiores de las vainas. El agua de lavado debe responder a lo indicado en el artículo 27.3.2..

Cuando debe interrumpirse la tarea de inyección sin haber completado el llenado de una vaina, deberá procederse a eliminar la pasta mediante chorros de agua a presión.

En los canales sin vaina se debe introducir agua para humedecer el hormigón antes de la inyección de la pasta, para que el hormigón no absorba demasiada agua de la mezcla de inyección. El agua sobrante, luego del humedecimiento, debe eliminarse por medio de aire comprimido.

27.4.4. Inyección

Las vainas deben inyectarse desde su extremo inferior o desde su punto más bajo.

Para la inyección se debe emplear una bomba (prohibiéndose las de aire comprimido) que garantice una fluencia regular y uniforme de la mezcla de inyección.

La presión de la bomba y con ello la velocidad con que es inyectada la pasta deben regularse de acuerdo con los requisitos de los elementos tensores. La presión de la bomba no debe superar **1,5 MPa** (15 kgf/cm²). La velocidad de inyección estará comprendida entre 6 y 12 m/min.

Cada vaina debe ser inyectada en forma continua sin interrupción.

La inyección recién se podrá dar por terminada, cuando en el otro extremo de la vaina ha salido suficiente mezcla de inyección de excelente consistencia, pero en ningún caso la fluidez será inferior a 13 segundos.

Las vainas deben ser reinyectadas cuando en grandes secciones, o en elementos tensores en posición no horizontal, se deba eliminar el agua de la mezcla segregada y sustituirla por mezcla fresca.

Debe asegurarse que la mezcla de inyección pueda expandirse en las vainas y, dado el caso, eliminar el agua libre dentro de la vaina. Con tal fin pueden permanecer abiertos orificios en la vaina, en las cuales pueda acumularse el agua libre.

La pasta de inyección que haya salido de la vaina y la que no se haya inyectado 30 minutos después de finalizada su preparación, no podrá ser usada nuevamente.

27.5. PROTECCION PROVISIONAL CONTRA LA CORROSION

Cuando se tomen medidas especiales para la protección provisional contra la corrosión del acero, se deberá considerar lo indicado en el artículo 26.6.5.2..

27.6. MEDIDAS DE PROTECCION E INYECCION CON BAJAS TEMPERATURAS

Cuando la temperatura de la estructura es inferior a $+ 5^{\circ}\text{C}$, no se deberá realizar la inyección de la mezcla. Cuando la temperatura es baja pero superior a la anterior, antes de iniciar las tareas se inyectará agua caliente para eliminar la posibilidad de hielo en los conductos.

La temperatura en obra, en el área de las vainas y hasta 5 días después de la inyección, debe ser como mínimo de $+ 5^{\circ}\text{C}$, al igual que la temperatura de la mezcla en el momento de la inyección.

Con bajas temperaturas del aire puede ser necesaria la adopción de medidas especiales para mantener la temperatura adecuada de los equipos y de las partes afectadas de la estructura. Con temperaturas de la estructura menores que $+ 10^{\circ}\text{C}$ o temperaturas del aire menores que $+ 5^{\circ}\text{C}$ será necesario realizar un control adicional referente a la fluidez, a la exudación y a la estabilidad de volumen (ver el artículo 27.7.1.), en el cual se mantiene la temperatura de la pasta en $+ 5^{\circ}\text{C}$.

En general será conveniente controlar la aptitud de los cementos que se usarán para la inyección a baja temperatura, antes del comienzo del período frío.

27.7. CONTROLES A REALIZAR SOBRE LA MEZCLA DE INYECCION

27.7.1. Ensayo de aptitud (ensayo previo)

Para cada sector de la obra, debe realizarse un ensayo de aptitud, antes de los trabajos de inyección, con los materiales previstos para la realización de los trabajos.

Pueden reconocerse como ensayos de aptitud a aquellos controles de calidad efectuados en los trabajos de inyección, realizados como máximo dos meses antes, y ejecutados por la misma empresa, con igual composición de mezcla y con los mismos elementos de trabajo y siempre que los resultados del control de calidad respondan a los requisitos del control de aptitud.

La temperatura de los componentes de la mezcla, de los equipos y del sitio donde se los almacena (depósito) debe ser de 15 a 22°C durante los controles de aptitud. Si se prevé que los trabajos de inyección se ejecutarán a temperaturas mayores o menores, se deberán efectuar adicionalmente ensayos para las respectivas temperaturas.

En el control de aptitud (ensayo previo) se debe determinar:

- a) la fluidez, según el artículo 27.8.1.;
- b) la exudación y la estabilidad según el artículo 27.8.2.;
- c) la resistencia a la compresión a los 7 y/o a los 28 días según el artículo 27.8.3..

Los ensayos de aptitud (ensayos previos) deben asegurar que en el posterior control de calidad se alcancen los requisitos exigidos en los artículos 27.2.2., 27.2.3. y 27.2.4., no debiendo producirse segregación. El valor de la fluidez en estos ensayos previos admite una variación de ± 3 segundos con respecto a los ensayos de control en obra. La resistencia mecánica a la compresión a los 28 días debe superar los valores de la Tabla 27.1..

27.7.2. Ensayos de calidad

Con los ensayos de calidad se deberá comprobar que la mezcla de inyección responde a las exigencias de los artículos 27.2.2. y 27.2.3. y que su resistencia mecánica corresponde a los valores de la Tabla 27.1. En los ensayos de calidad se determinará:

- a) la fluidez según el artículo 27.8.1.;
- b) la exudación y estabilidad según el artículo 27.8.2.;
- c) la resistencia mecánica a la compresión según el artículo 27.8.3..

La fluidez debe ser controlada durante los trabajos de inyección en varias oportunidades diarias, mediante el ensayo correspondiente, debiendo tomarse muestras de la mezcla a la entrada y a la salida de la vaina.

La estabilidad de volumen y la resistencia mecánica a compresión de la pasta de inyección deben controlarse diariamente, en 3 muestras que surgirán de un muestreo al azar, distribuido en el tiempo de inyección y tomadas a la salida de la vaina.

En caso de modificarse la composición de la mezcla de inyección se tomarán y controlarán, en cada caso, 3 muestras adicionales.

La temperatura del depósito donde se guardan las muestras debe ser de 15°C a 22°C.

Para eventuales controles posteriores se deben separar de cada partida 20 kg de cemento en recipientes herméticos, 500 g de adiciones y dado el caso, la correspondiente cantidad de agregados, hasta que se completen los certificados de control.

27.7.3. Resistencia a edades menores

El control de resistencia a edades menores de 28 días se utiliza para verificar la alcanzada a una determinada edad (ver el artículo 27.2.2.) bajo las condiciones de temperatura existentes en la obra.

El control se realiza en tres probetas, las que se colocan, protegidas de los rayos solares, al lado o sobre el elemento constructivo (eventualmente en baño de agua), y libre de todo tipo de vibraciones, hasta la ejecución del ensayo. Se deben preparar por lo menos dos series de 3 probetas cada una, para poder repetir el control de resistencia, si en el primero no se alcanzó todavía una resistencia a la compresión satisfactoria.

27.8. METODOS DE ENSAYO

27.8.1. Ensayo para la determinación de la fluidez

Para el ensayo de fluidez se debe preparar la mezcla de inyección con los materiales componentes, según los artículos 27.4.1. y 27.4.2..

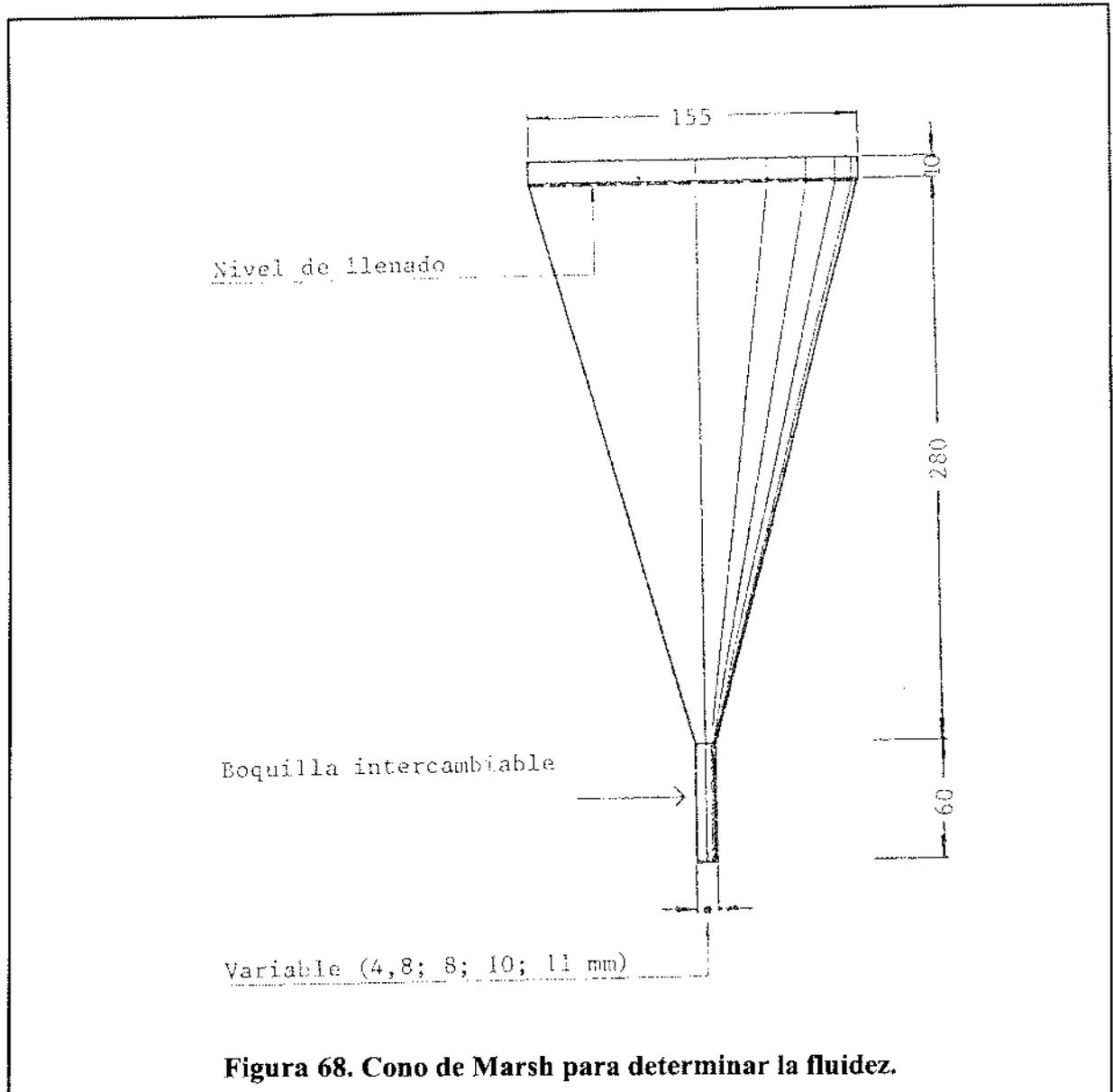
Las mezcladoras de laboratorio, empleadas para el ensayo de aptitud (ensayo previo) deben ser de igual efectividad que las mezcladoras usadas en la obra.

El aparato de medición de la fluidez debe responder al esquema de la Figura 68.

La fluidez se medirá por el tiempo, medido en segundos, que tarda en escurrir un litro de mezcla por el cono de Marsh (ver la Figura 68). A tal efecto, éste se llenará hasta el nivel marcado, con la mezcla de inyección obtenida de la boquilla de salida de la bomba.

Luego se liberará la boquilla de salida del cono de Marsh y se dejará escurrir por gravedad la mezcla de inyección dentro de un recipiente graduado. Cuando la mezcla escurrida alcance la marca de 1000 cm³, se obturará la salida.

Simultáneamente, con un cronómetro adecuado, se medirá el tiempo de escurrimiento de ese volumen de mezcla. Este tiempo deberá estar comprendido entre los límites establecidos en el artículo 27.2.2..



27.8.2. Ensayo de exudación y estabilidad volumétrica y de resistencia mecánica a compresión

27.8.2.1. La exudación y la estabilidad volumétrica de la mezcla se miden en un mismo ensayo, utilizando un recipiente cilíndrico transparente de 10 cm de diámetro y 10 cm de altura (ver la Figura 69).

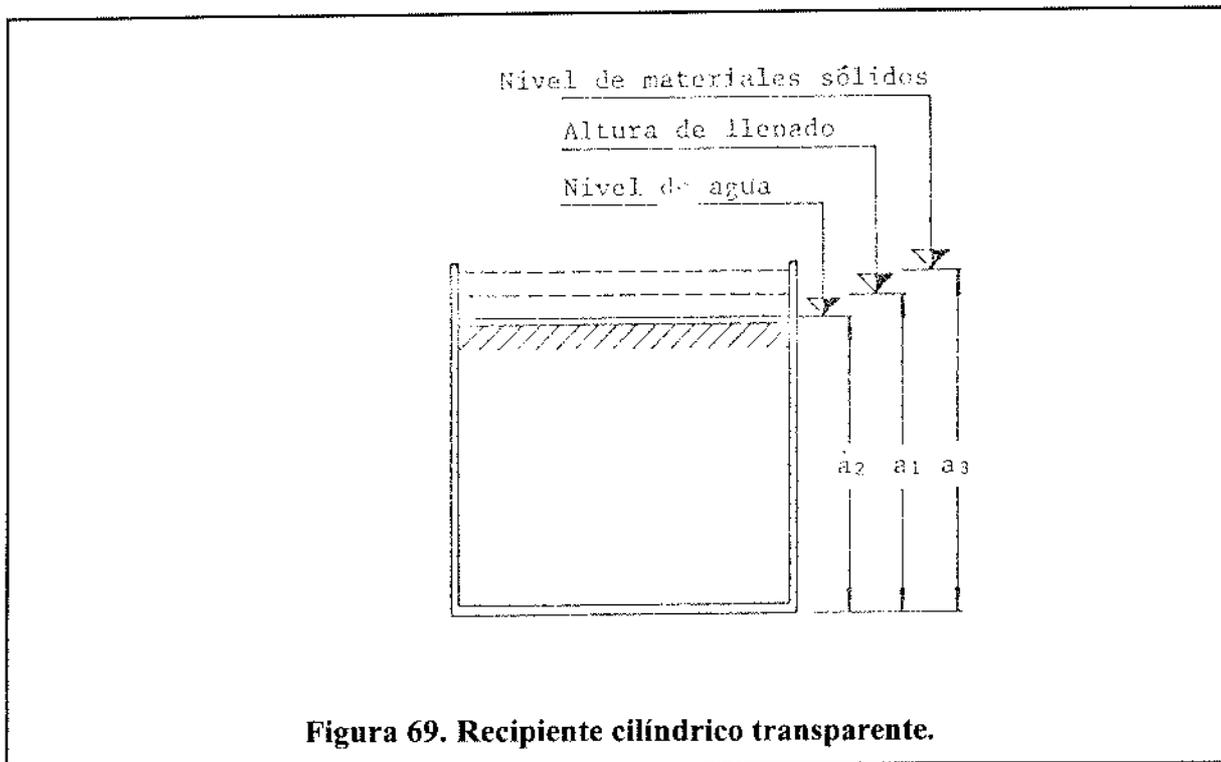
Una vez vertida la mezcla en el recipiente hasta el nivel inicial a_1 , éste será tapado herméticamente. A las tres horas se medirá la exudación de agua tomando a tal efecto las

distancias desde el fondo del vaso al nivel de agua (a_2) y al nivel de pasta (a_3). La exudación se obtendrá mediante la expresión:

$$E_x = \frac{a_2 - a_3}{a_1} \cdot 100$$

El valor E_x no superará el 2% .

El agua exudada deberá haberse reabsorbido totalmente en las 24 horas subsiguientes.



27.8.2.2. La variación de volumen se establecerá midiendo a las 24 horas de llenar la distancia a_3 y correlacionándola con a_1 .

$$v . v = \frac{a_1 - a_3}{a_1} \cdot 100$$

Este valor no superará el 10%.

27.8.3. Control de la resistencia mecánica a compresión

La resistencia mecánica a compresión se determinará sobre probetas moldeadas cilíndricas normales de 10 cm de diámetro de base y 10 cm de altura, convenientemente preparadas para que las caras sean paralelas.

Las probetas para estudiar la aptitud de la mezcla se ensayarán a edades de 7 y 28 días, según la norma IRAM 1 546.

Las probetas para control de calidad se ensayarán a 7 días.

27.9. REGISTROS

Los resultados de los ensayos de aptitud, de calidad y de endurecimiento deben ser registrados.

Los registros deben contener, en cuanto corresponda, los siguientes datos:

Datos generales para cada operación:

- a) Profesional que controla la inyección de las vainas y los requisitos de la mezcla de inyección.
- b) Comitente.
- c) Constructor (contratista).
- d) Elemento constructivo.
- e) Sistema de pretensado.
- f) Designación de los elementos tensores.
- g) Longitud de los elementos tensores y volumen de la mezcla de inyección necesario.
- h) Indicación de los días de inyección con datos sobre el tiempo, temperatura del aire, temperatura de la estructura, vainas inyectadas, volumen de la mezcla inyectada, número de pastones de mezcla y acontecimientos especiales.

Datos generales de la mezcla de inyección:

- a) Cemento (tipo, clase de resistencia y fabricante).
- b) Aditivos para inyección (marca, fabricante y cantidad agregada en gramos por kg de cemento) y si corresponde, agregados y adiciones (tipo y cantidad agregada).

- c) Agua de amasado.
- d) Razón agua/cemento.
- e) Preparación de la mezcla de inyección con datos sobre el tipo de mezcladora y la duración del mezclado (tiempo de mezclado antes de agregar el aditivo para inyección y tiempo total).

Datos para cada control de calidad, aptitud y resistencia:

- a) Temperatura de los componentes de la mezcla de inyección (cemento, agua y dado el caso agregados).
- b) Temperatura de la mezcla de inyección (después de finalizado el mezclado al salir del extremo de la vaina).
- c) Fluidez (escurrimiento, tiempo de escurrimiento al salir del extremo de la vaina, y tiempo de escurrimiento a los 30 minutos después del mezclado.)
- d) Condiciones de preparación y de almacenamiento de las muestras para la determinación de la exudación y de la estabilidad volumétrica y de la resistencia a la compresión.
- e) Exudación y estabilidad volumétrica con indicación del método de ensayo.
- f) Resistencia a la compresión con indicación de las medidas y densidad de las probetas.

ANEXOS AL CAPITULO 27

INDICE

27.3.3. ADITIVOS

A.27 - 1

ANEXOS AL CAPITULO 27

27.3.3. ADITIVOS

Con la información suministrada por el fabricante, con anticipación suficiente a la fecha de hormigonado, se efectuarán las pruebas necesarias para verificar la aptitud de empleo del aditivo con el conjunto de materiales que compondrán la mezcla.

Aprobado por el Director de Obra un determinado producto, no se permitirá sustituirlo por otro de distinto tipo o marca sin una nueva autorización escrita previa.

Cuando se utilicen aditivos con mayor capacidad de reducción de agua (superfluidificantes) con el propósito de fluidificar el hormigón, deberá tenerse en cuenta que el efecto producido desaparece en poco tiempo. En consecuencia, deberá preverse su colocación y compactación inmediatamente después del mezclado.

11

Pié de Imprenta.
