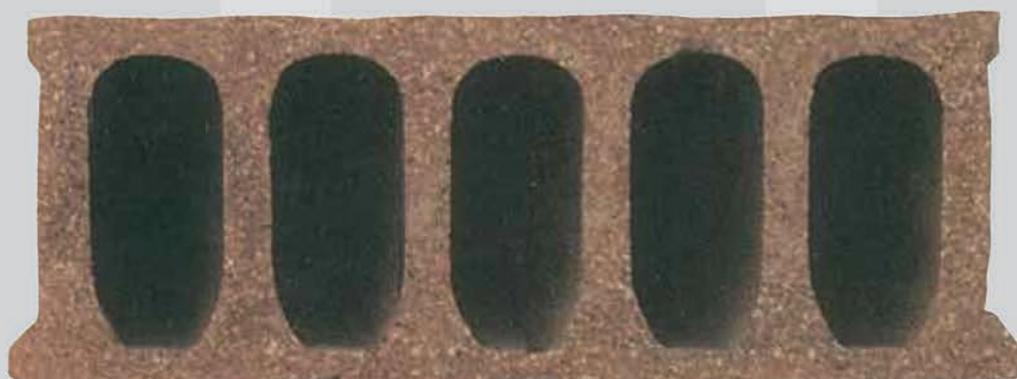


La losa hueca

Proyecto y utilizaciones



ASOCIACIÓN DE PRODUCTORES DE LOSAS HUECAS PRETENSADAS

La losa hueca

Proyecto y utilizaciones

Primer volumen
1ª Edición



ASOCIACIÓN DE PRODUCTORES DE LOSAS HUECAS PRETENSADAS

ASSAP

LA ASOCIACION DE PRODUCTORES DE LOSAS HUECAS PRETENSADAS

“Asociación sin ánimo de lucro cuyo objetivo es la promoción, supervisión y la defensa de los legítimos intereses de los productores miembros de la asociación” (art. 2 del Estatuto).

“Los asociados, se comprometen, en el acto de admisión, a tener un comportamiento de lealtad y solidaridad con la Asociación” (art. 4 del Estatuto).

ASSAP fue constituida en junio de 1982 en Ponte Taro (Parma) con la participación de casi la mitad de los productores, que en aquel momento formaban parte del mercado italiano, con el fin de crear cultura y de enriquecer el prestigio de la losa hueca pretensada. Los miembros de ASSAP que figuran a continuación en orden alfabético, son las siguientes empresas algunas de las cuales (las que figuran en cursiva) ya no existen o han abandonado la Asociación al dejar de producir losas huecas.

ANTARES de Frosinone, *BONETTI* Prefabricados de Castenedolo (BS), *CEMENTEDILE* de Lauriano Po (TO), C.I.P. de Perugia, *CONCARI* Prefabricados de Parma, DIGNANI Prefabricados de Montecassiano (MC), *EDILCEMENTO* de Gubbio (PG), EDILGORI Pretensados de Termini, E.P. EDILIZIA PREFABBRICATA de Pomezia (RM), EUROPREFABBRICATI de Castellalto (TE), HORMIPRESA de Tarragona (España), ICIENNE de Arezzo, IMMOBILIARE CENTRO NORD de S. Martino B.A. (VR), INPREDIL de Masserano (BI), *INPREVIB* de Chivasso (TO), J. P. CARRARA de Vermont (ESTADOS UNIDOS), LATERIZI FAUCI de Sciacca (AG), MARCHETTI & MORANDI de Ponte Buggianese (PT), *MUBEMI* de Valencia (España), PRECOMPRESSI CENTRO NORD de Cerano (NO), *PRECOMPRESSI METAURO* de Calcinelli de Saltara (PE), PREFIM de Avellino, R.D.B. de Piacenza. S.G.C. de Taranto, PRETINSA de Santo Domingo (Rep. Dominicana), *S.I.C.S.* de Lodi, *SUN BLOCK* de Kuala Lumpur (Malasia), *VIBROCEMENTO SARDA* de Cagliari.

Recién fundada ASSAP contó con la asesoría del Prof. Franco Levi del Politécnico de Turín, quien ha reforzado con sólidas bases científicas las técnicas para la realización del diseño de forjados de losas huecas que los miembros pertenecientes a Gruppo Centro Nord proponían al haberlas desarrollado por su cuenta divulgándolas a todos los miembros de ASSAP.

De 1982 a 1986 el laboratorio de ensayos del Politécnico de Turín, dirigido por el Prof. Pier Giorgio Debernardi, se dedicó al control experimental del vínculo de continuidad que se

instaura entre losas huecas sobre apoyos mediante armadura pasiva, resistente al momento negativo, introducida en la obra en los extremos de las losas elaboradas con tal propósito.

El segundo gran interés fue el estudio de un modelo mecánico que justificase el inesperado comportamiento experimental del nudo de continuidad entre losas huecas en fase de fisuración. Efectivamente, una vez alcanzados y superados experimentalmente en el laboratorio los momentos de fisuración positivos y negativos, se observó que estas fisuras nunca llegaban a unirse unas con otras y por dicha razón no creaban ningún problema de colapso estructural.

Pues bien, la causa de la separación de las fisuras está en la presencia de las bielas de hormigón comprimido (ver la fig. 4.10 en el cap.4) en las extremidades del sistema arco-tirante que impiden su unión. De esta manera se impide el colapso en fase de fisuración. Gracias a este importante diagnóstico científico, por lo demás muy tranquilizador, el Prof. Levi abrió a la losa hueca en continuidad las puertas de la Normativa Italiana y más adelante de la Europea.

Entre las numerosas innovaciones introducidas por ASSAP para la utilización de las losas, está también la unión en apoyo indirecto entre la losa y la viga vertida en obra (v. los párs. 4.4.2 y 4.4.3).

¿Cómo pueden garantizarse estas uniones sin apoyo? El laboratorio de ensayos del Politécnico de Turín abordó este nuevo ámbito de investigación construyendo tipos de vigas vertidas in situ, con alas laterales formadas por losas huecas unidas unas con otras con continuidad pero no apoyadas en la viga.

El éxito de las pruebas confirmó la validez de la idea y del diseño pero con los límites y las precauciones indicadas por el Prof. Levi (v. el pár. 4.4.4).

La última investigación sobre las tensiones de “spalling” (v. el pár.3.5.2) llevó tres años de trabajo. Si en todas las vigas pretensadas las tensiones en el nervio del extremo son absorbidas por los estribos, en las losas huecas éstas deben ser contrarrestadas por la resistencia a tracción del hormigón.

Además, las tensiones de “spalling” deben quedar contenidas si la losa hueca se coloca con apoyo indirecto entre estructuras de apoyo vertidas en la obra.

El presente “manual” que constituye el primer volumen del “Documento de Autoreglamentación” para las compañías productoras de losas huecas miembros de ASSAP, es el instrumento que reúne los conocimientos adquiridos por ASSAP a lo largo de las investigaciones y los estudios específicos y que para las empresas asociadas ha constituido el “know-how” necesario no solo para la producción de las losas huecas, sino también para la realización de diseños de forjados con innovadoras y exactas bases técnico-científicas.

PROLOGO

Tras 30 años de trabajo continuado y apasionado en un campo específico de los prefabricados es inevitable que un técnico se convierta, sin darse cuenta, en un especialista en este sector y por tanto que encuentre obvio lo que conoce desde hace años y le sorprenda enormemente que otros profesionales técnicos del mismo sector, no muestren un mismo conocimiento tan profundo en la materia.

En nuestro caso los técnicos que forman el núcleo promotor de la asociación ASSAP, se han quedado perplejos en muchas ocasiones por las inexactitudes y los comportamientos de diversos fabricantes y de muchos proyectistas del campo específico de la fabricación y la utilización de las huecas. Por esta razón desde los años 80 la asociación ASSAP estuvo considerando la posibilidad de escribir un “manual” apto para divulgar los principios para un correcto diseño y para la correcta utilización de este componente universalmente conocido y en cambio no siempre muy apreciado debido a algún prejuicio o a alguna errónea utilización.

La enorme experiencia de los técnicos que constituyen nuestro comité de ASSAP es tan importante que no ha podido ser incluida totalmente en un “manual” de consulta rápida, ya que a medida que ésta iba poniéndose sobre papel se iba convirtiendo en un auténtico “tratado” que evidentemente requería mucho tiempo para su redacción, así como muchas modificaciones.

Por consiguiente el libro que el lector tiene en sus manos es un compendio completo, aunque tal vez demasiado minucioso, pero sin duda de gran utilidad, de información importante para obtener un profundo conocimiento del forjado y de su componente prefabricado “la losa hueca de hormigón pretensado”.

Así pues, el objetivo de esta publicación es ofrecer a los Proyectistas, a los Fabricantes y a los Usuarios de la estructura, un instrumento que les ayude a resolver los problemas con que se encuentran en la práctica de su profesión y que deben solucionarse conjugando la teoría y las normas con una adecuada intuición constructiva que sepa tener en cuenta las exigencias reales de cada caso.

Con el paso de los años desde la utilización de este particular elemento prefabricado, algunos proyectistas han desarrollado bastantes soluciones

innovadoras que deben conocerse bien, para poder aprovechar totalmente las características prestaciones propias de este componente en condiciones de seguridad y según las reglas de una buena construcción.

ASSAP, es decir, la Asociación de Productores de losas huecas pretensadas, con la presente publicación, recogiendo los criterios generales para la realización de diseños ampliamente comprobados experimentalmente, pretende proporcionar a los técnicos un práctico instrumento de trabajo válido para todas las tipologías morfológicas de las losas huecas, uniformizando los métodos de cálculo y las reglas prácticas de ejecución, respecto a las normativas vigentes, tanto italianas como europeas.

Han colaborado en la redacción de la presente publicación con una notable dedicación los siguientes Técnicos, que sin duda merecen el reconocimiento incondicional de la asociación ASSAP:

Gennaro Capuano, Bruno Della Bella, Pierluigi Ghittoni, Piercarlo Morandi, Stanislaw Pereswiet-Soltan.

ASSAP agradece especialmente al Prof. Franco Levi, al Prof. Pier Giorgio Debernardi, al Prof. Crescentino Bosco y al Prof. Piero Contini de Ingeniería Estructural del Politécnico de Turín y recuerda con reconocimiento y estima al difunto Ing. Renzo Perazzone, ya que desde 1982 todos ellos han estado desarrollando una conspicua experimentación para el control de muchas formulaciones técnicas-de diseño que aparecen en el presente libro.

También merecen una mención especial el prof. Antonio Migliacci del Politécnico de Milán por haber formulado ya en 1967 sobre una base experimental la teoría de la transmisión transversal de las cargas concentradas y el Prof. Marco Menegotto de la Universidad La Sapienza de Roma que dirigió muchas investigaciones experimentales sobre forjados con losas huecas extruidas mostrando especial interés por el comportamiento como diafragma.

Le doy también las gracias al amigo Ing. Josep Bergada de la sociedad Hormipresa S. A. de Barcelona por ofrecer a ASSAP la traducción al español de este libro.

Verona, julio de 1999

Giorgio Della Bella
Presidente de ASSAP

Comité de redacción:

Prof. Ing. Gennaro Capuano

Ing. Bruno Della Bella

Ing. Giorgio Della Bella

Arch. Pierluigi Ghittoni

Ing. Piercarlo Morandi

Traducción y adaptación al español:

Eng. Josep Bergadà

Barcelona, España

Eng. Ricardo Ceschin

San Juan, Argentina

ASSAP - ASOCIACION DE PRODUCTORES DE LOSAS HUECAS PRETENSADAS

Via Castelletto, 5 - 37050 Belfiore (Verona) Italia

Tel. 0039 045 6149279 - Fax 0039 045 6149275

e-mail: assap@gruppocentronord.it

INDICE

SIMBOLOGIA	6
Capítulo 1° LAS LOSAS HUECAS	9
1.1 Reseña histórica	9
1.2 Generalidades	11
1.3 Los motivos de la elección de la losa hueca	13
1.4 Normativas	19
1.4.1 Las normas italianas	19
1.4.2 Las normas europeas	23
1.4.3 Documentos internacionales relevantes	24
Capítulo 2° LA PRODUCCION	26
2.1 Apunte sobre las tecnologías de producción	26
2.2 Geometría de las secciones	32
2.2.1. Tipos de orificios	32
2.2.2. Tipología de perfil lateral	33
2.2.3. Espesor de las almas y de las lositas	33
2.2.4. Distribución y recubrimiento de los aceros de pretensado	36
2.2.5. Ejemplos de secciones de las losas huecas, sus pesos y sus características geométricas	41
2.3 Modalidades de producción	42
2.3.1 Ranuras en los extremos	44
2.3.2. Vainas para la neutralización de los torones	45
2.3.3. Armaduras suplementarias de acero pasivo	46
2.3.4. Los cortes en las losas huecas	48
2.3.5. Modalidades de levantamiento	50
2.3.6. Agujeros para la descarga de aguas meteóricas	52
2.3.7. Tapones para los orificios	53
2.3.8. Dispositivos para nivelar las contraflechas que no son iguales	54
2.4 Tolerancias	56
2.4.1. Tolerancias dimensionales y de montaje	57

Capítulo 3º	PARTICULARIDADES ESTATICAS	61
3.1.	Generalidades	61
3.2	Losa hueca con capa superior	62
	3.2.1 Tensiones tangenciales entre los vertidos en obra y las losas prefabricadas	63
3.3.	Espesor del forjado	67
3.4	El nucleo de unión	70
3.5	El pretensado	75
	3.5.1 Tensiones de tracción en la zona de anclaje	77
	3.5.2 El control de la tensión vertical en las almas (spalling)	83
	3.5.3 Reducción del pretensado mediante vainas	91
	3.5.4 La penetración de los torones en los extremos	92
3.6.	Prescripciones y dispositivos para apoyar las losas huecas	95
	3.6.1. Medidas mínimas para un apoyo simple definitivo según ENV 1992-1-3	97
	3.6.2. Armadura pasiva en zona de anclaje de protección de las tracciones cerca de los apoyos	102
	3.6.3. El pretensado en zona de anclaje de protección de las tracciones cerca de los apoyos	103
Capítulo 4º	CONEXIONES Y VINCULOS ESTRUCTURALES	105
4.1.	Las uniones y los enlaces	105
	4.1.1. Las conexiones en el forjado de losas huecas	107
	4.1.2. Anclaje de la armadura pasiva en la losa hueca	110
4.2.	La realización de vínculos estructurales	111
	4.2.1. Apoyo simple	112
	4.2.2. Continuidad entre losas sobre más apoyos	115
	4.2.3. Redistribución de los momentos debida a la ductilidad del nudo en junta	122
	4.2.4. Empotramiento para voladizo	124

4.3.	El nudo viga-forjado.	126
4.3.1.	Premisa	126
4.3.2.	Vigas prefabricadas en “T” invertida y en “L”	129
4.3.3.	Vigas prefabricadas en “I”	130
4.3.4.	Vigas semiprefabricadas	132
4.3.5.	Vigas de perfil normalizado de acero	133
4.3.6.	Vigas reticulares de acero	134
4.4.	Vigas confeccionadas en obra	135
4.4.1.	Losa con apoyo sobre la viga	136
4.4.2.	Losa con luz neta sin apoyo sobre viga	138
4.4.3.	Viga de platabanda con espesor igual a la losa hueca	140
4.4.4.	Verificacion del nudo entre viga vertida en obra y losa hueca con luz neta sin apoyo sobre la viga	142
4.5.	El nudo losa hueca-pared portante de H°A°	162
4.6.	Los agujeros grandes en las losas huecas	165
Capítulo 5°	PREMISAS PARA EL CALCULO	168
5.1.	Generalidades	168
5.2.	El predimensionamiento	168
5.2.1.	Curvas de utilización	169
5.2.2.	Método analítico de predimensionamiento	171
5.2.3.	Determinación directa del espesor total de forjado	173
5.3.	La presentación gráfica	176
5.4.	Criterios operativos generales para el cálculo	177
5.4.1.	Las acciones	178
5.4.2.	El estado Límite Ultimo	180
5.4.3.	El estado Límite de Servicio	182
5.5.	Propiedades de los materiales y factores de seguridad parciales	185
5.5.1.	Propiedades del hormigón	185
5.5.2.	Propiedades del acero	188

SIMBOLOGIA

En el presente texto se han adoptado los símbolos del EURCODIGO 2 NORMA EUROPEA ENV 1992-1-1.

A	área de la sección
A_{fi}	área de la armadura pasiva
A_p	área del acero de pretensado
E	módulo de elasticidad; efecto de las acciones (Estado Límite de Servicio)
F	acciones en general
G	acciones permanentes
J	momento de inercia
M	momento de flexión
P	acción de pretensado
Q	acciones variables
R	resistencia interna de la estructura
S	efecto de las acciones; esfuerzos en la sección
V	fuerza cortante
V_{rd}	resistencia de cálculo a la fuerza cortante
V_{sd}	valor calculado de la fuerza cortante aplicada
b	ancho
b_c	ancho de un orificio llenado de hormigon
b_i	ancho de una sola alma
b_w	ancho total de las almas
c	distancia; espesor de recubrimiento
d	altura útil
e_o	excentricidad del acero de pretensado
f	flecha
h	altura total de la sección

h_f	espesor
i	distancia entre las armaduras de acero
k	coeficiente
l	longitud
l_{bp}	longitud de transmisión del pretensado
n	número
s_p	espesor del hormigón que recubre las armaduras
t	tiempo
α	ángulo; coeficiente
β	ángulo
β_b	coeficiente de transmisión del pretensado
γ	coeficiente de seguridad
γ_c	factor de seguridad para el hormigón
γ_g	factor de seguridad para acciones permanentes
γ_p	factor de seguridad para las fuerzas de pretensado
γ_q	factor de seguridad para las acciones variables
γ_{sp}	factor de seguridad para las tensiones de “spalling”
δ	coeficiente
ε	deformación lineal
	coeficiente de fricción
ν	coeficiente
ρ	relación geométrica de armadura
σ	tensión normal
σ_i	tensión principal
σ_d	tensión calculada
σ_{po}	tensión en el tóron en el momento de la verificación
σ_{sp}	tensión de “spalling”
σ_{spi}	tensión de “spalling” inicial (en el momento de la aplicación del pretensado)
τ	tensión tangencial
τ_{rd}	resistencia unitaria de corte calculada
τ_{sd}	valor de cálculo del esfuerzo cortante

ϕ	diámetro de una armadura pasiva o de un torón
ψ	coeficiente de combinación de las acciones

Hormigón

C	clase de resistencia a la compresión
R_{ck}	resistencia característica cúbica
f_c	resistencia cilíndrica a la compresión
f_{ck}	resistencia característica cilíndrica
f_{cd}	resistencia de cálculo cilíndrica (= f_{ck}/γ_c)
f_{ct}	resistencia a la tracción
f_{ctm}	resistencia media a la tracción por flexión
f_{ctd}	resistencia de cálculo a la tracción por flexión (= f_{ctm}/γ_c)
f_{ctk}	resistencia característica a la tracción
$f_{ctk\ 0,05}$	valor característico inferior (5%)
$f_{ctk\ 0,95}$	valor característico superior (95%)
f_{ctm}	resistencia media a la tracción
f_{ctd}	resistencia de cálculo a la tracción (= f_{ctk}/γ_c)

Acero pasivo

f_{yk}	tensión característica de deformación residua
f_{tk}	resistencia característica a la tracción
f_{sd}	resistencia de cálculo (= f_{yk}/γ_s)
$f_{0,2k}$	tensión característica al 0,2% de deformación residua
ϵ_{uk}	ductilidad

Acero para pretensado

f_{pk}	tensión característica de rotura
$f_{p0,1k}$	tensión característica al 0,1% de deformación residua

Capítulo 1º

LAS LOSAS HUECAS

1.1. Reseña histórica

En los años treinta el alemán Wilhelm Schaefer junto con un colega llamado Kuen pusieron las bases para la realización de una cosa muy parecida a la que hoy en día conocemos como “losa hueca”.

Se trataba de una placa estructural aislada constituida por una losa alveolada de hormigón de piedra pómez situada entre dos lositas de H°A° normal. Tras años de intentos y modificaciones en la planta de producción, tan solo fue a finales de los años cuarenta y a principios de los cincuenta cuando se obtuvo cierto éxito en la planta “Schaefer”.

Se vendieron licencias de producción a cinco sociedades en Alemania del oeste, a una sociedad de Alemania del este y a una sociedad de los EEUU.

La BUDERUS'SCHE EISENWERKE, la empresa productora más importante de las empresas de Alemania occidental, introdujo en su propia planta que aún siguen en funcionamiento en Burgsolms, primero el pretensado en las losas huecas y el Prof. Friedrich de la Universidad Técnica de Graz (Austria) estudió el cálculo estático.

Muy pronto, alrededor de 1955, se abandonó la losa de hormigón de piedra pómez para poder permitir la realización de losas huecas de hormigón monolítico, con luz y capacidad de carga más altas, que no sufrieran más la escasa resistencia al corte de la piedra pómez.

En esos años la sociedad americana que había adquirido la instalación Schaefer también introdujo el pretensado y se desarrolló hasta tal punto que se convirtió ella misma en productora de instalaciones patentadas con el nombre de SPANCRETE.

Las plantas Spancrete cuentan con una máquina de moldear fijada sobre un pórtico puente-grúa y la producción de las losas huecas se hace por losas sucesivas, una sobre otra, separadas por una simple hoja plastificada.

La situación respecto a la planeidad de las superficies no es la mejor posible, pero resulta aceptable, tal y como puede observarse en muchos edificios construidos como aparcamientos en Estados Unidos.

Tras curado natural de los elementos más elevados de un grupo de losas superpuestas, sobre el mismo pórtico puente-grúa se fija una máquina aserradora con discos abrasivos y se procede al corte y al acopio de las losas huecas.

La planta con máquina moldeadora sobre bancos de vertido individuales tal y como se utiliza aún actualmente, fue inventada en 1955 por el ing. Max Gessner de Lochham (Monaco de Baviera).

Las sociedades germano-occidentales MAX ROTH y WEILER KG adquirieron en 1957 la patente del Ing. Gessner y en 1961 inició la gradual difusión por Europa y por el mundo de las losas huecas producidas con máquinas moldeadoras.

En 1960 en Canadá la sociedad SPIROLL desarrolló una máquina original para producir losas huecas mediante hélices que extruyen el hormigón. Con este nuevo procedimiento de producción se procedía a la compactación y vibración del hormigón de relación de agua/cemento baja mediante moldes cilíndricos y los orificios se caracterizaban por una típica sección circular bien distinta de la sección típicamente oblonga producida con las máquinas maldeadoras.

Este procedimiento por extrusión también fue muy bien acogido especialmente en el norte de Europa y en muchas zonas de la parte Soviética. Como sucede siempre en caso de competencia, el estímulo para conseguir la supremacía de alguno de los dos sistemas productivos, sistema “slip-form”(deslizamiento) y por extrusión (extruder), supuso óptimos efectos beneficiosos para el desarrollo del componente prefabricado alveolar en todo el mundo.

En lo que respecta al impulso dado al desarrollo dimensional de las losas huecas merece una especial atención la Casa italiana NORDIMPIANTI-SYSTEM especializada desde 1974 en la construcción de máquinas moldeadoras, trefiladoras por vibración y de instalaciones.

En 1987 tuvo el mérito de realizar con éxito las máquinas para la producción de una importante serie de losas huecas de tres alvéolos de 50, 60, 70, y 80 cm de altura. Estos últimos tres espesores récord todavía no han sido superados ni igualados.

1.2. Generalidades

Las losas huecas constituyen una tipología particular de forjado solo de hormigón con huecos de aligeramiento y pueden ser pretensadas o armadas. Dado que en el mundo es prácticamente inexistente o está muy limitada la producción con armadura pasiva, a continuación se hablará únicamente de losas huecas pretensadas.

El aligeramiento se consigue mediante la realización en el espesor del elemento prefabricado de unos agujeros longitudinales denominados “orificios” de dimensiones adecuadas para crear las almas que con las lositas del intradós y el estradós constituyen la sección de hormigón que debe ser pretensada con el sistema de la armadura pretensada adherente.

El acero armónico de pretensado constituye la única armadura de la losa hueca que por tanto queda sin armadura de corte.

La capacidad de resistencia a cortante de la estructura depende totalmente de la resistencia a la tracción del hormigón, cuyo proceso productivo por consiguiente debe garantizar una calidad constante controlada y certificada.

Dicho componente estructural, prefabricado pretensado, para la formación de forjados portantes ha demostrado ser muy fiable desde su principio y se ha aplicado en gran medida en el ámbito internacional, tal y como demuestra el hecho de que casi todas las Normativas nacionales para la construcción (con la única excepción de la Norma DIN Alemana) dedican al menos un párrafo a las losas huecas, librándolas de la obligación genérica de llevar armaduras de resistencia a cortante.

En lo que respecta a la resistencia a cortante que depende exclusivamente del hormigón, existe una gran cantidad de documentos científicos relativos a investigaciones, estudios, ensayos en laboratorio, pruebas en obras y Normas. Entre estas últimas los siguientes documentos destacan por la importancia, así como por la amplitud de sus análisis:

FIP “Recommendations on Precast Prestressed Hollow Core Floors” de 1988.

FIP “Quality Assurance of Hollow Core Slab Floors” de 1992.

CEB – FIP “Model Code” de 1990.

P.C.I. “Manual for the Design of Hollow Core Slabs” (U.S.A.) de 1985.

NORMA EUROPEA PR. EN 1168 de 1998 “Forjados de losas huecas pretensadas”.



Fig. 1.1. Secciones de losas huecas de forjado.

En este último documento se toman en consideración las losas huecas con un espesor máximo de 44 cm.

En realidad hoy en día se producen losas huecas con espesores de 60 cm, de 70 e incluso de 80 que, no obstante, como medida de prudencia, deben llevar armaduras pasivas verticales y la parte inferior debe ir armada con una malla electrosoldada continua o al menos desplazada en correspondencia con los extremos de cada losa prefabricada.

Para la redacción de este texto se ha tomado un límite de 50 cm como espesor máximo de losa hueca que se puede producir y no siempre sin armaduras pasivas verticales y transversales.

1.3. Los motivos de la elección de la losa hueca

La losa hueca ha tenido gran aceptación y difusión en todos los continentes por muchas razones, debe definirse como el más internacional de los componentes prefabricados en el campo de la industrialización en la construcción mundial.

Entre los numerosos motivos existentes, hay tres de especial relevancia y son los siguientes:

Razones técnicas

Las losas huecas se fabrican en plantas modernas bien equipadas con tecnologías avanzadas y con poca mano de obra, en pistas de moldeo de acero con máquinas trefiladoras o extrusoras, con instalaciones de hormigonado con control numérico de los pesos y casi en todas partes, con instalaciones para el curado acelerado de los hormigones a temperatura y humedad controladas.

Por consiguiente desde siempre la producción de las losas huecas ha pasado por un control constante de la calidad muy próximo a las directivas de la Norma EN ISO 9001.

Todo esto técnicamente significa que:

- los hormigones se prepararan con áridos seleccionados y con curvas granulométricas controladas y especialmente constantes en el tiempo, de baja proporción agua – cemento, bien compactados y con elevadas características físico mecánicas, $R_{ck} \geq 45 \div 55$ MPa;
- las armaduras de pretensado poseen resistencias y características de relajamiento certificadas y recubrimiento del acero controlado continuamente quedando así especialmente bien protegidas de los agentes agresivos exteriores y del fuego.

La consistencia del hormigón, la baja proporción agua/cemento y el pretensado integral de la sección, además de impedir la fisura, ralentiza sensiblemente la velocidad de carbonatación del hormigón, asegurando su durabilidad y permitiendo su utilización incluso en ambientes muy agresivos cuando se respetan los recubrimientos del acero aceptados por las normativas.

El tipo de hormigón garantiza también un elevado módulo elástico de al menos 1,5 veces el del hormigón vertido “in situ”.

De ahí resulta que las losas son muy rígidas con flechas elásticas muy exiguas bajo las cargas de prueba.

Por esta razón se pueden realizar forjados con menos espesor a igualdad de luz y sobrecargas respecto a otros forjados analogos, pero que no son totalmente prefabricados y pretensados.

La utilización de máquinas modernas moldeadoras y extrusores de prestaciones muy avanzadas, permite obtener losas estructuralmente y geométricamente bien conformadas que permiten evaluar la calidad con seguridad gracias al inmediato examen visual de las almas, los perfiles laterales y los extremos cortados con disco de diamante.

Las pistas de moldeo de plancha de acero de espesor adecuado para garantizar una perfecta planeidad y con perfiles laterales bien perfilados, forman en el intradós de los forjados una superficie perfectamente lisa con bordes laterales bien afinados. Todo ello garantiza que la losa hueca proporcione un óptimo aspecto estético a los pisos en obra.

De las losas huecas pretensadas no sobresalen esperas de acero para engancharlas a las estructuras circundantes de hormigón vertido, aunque estas armaduras de unión indispensables se introducen “in situ” en los canales de unión de las losas adyacentes y en los canales especiales practicados en número y longitud adecuados en los extremos.

Estas eficaces uniones con las estructuras de alrededor que hace monolítico a todo el forjado permiten utilizar losas huecas en prácticamente cualquier tipo de exigencia estructural, incluso sísmica, y permiten además su utilización conjunta con todo tipo de estructuras portantes tradicionales vertidas en la obra, prefabricadas y de acero.

La eficacia de este tipo de uniones ha quedado demostrada en numerosísimos ensayos realizados en los Laboratorios de Ensayo de prestigiosas Universidades y puede garantizar al diseñador de la estructura la obtención de niveles de monolitismo estructural que nunca serán inferiores a los proporcionados por losas más tradicionales que requieren la utilización de mayor cantidad de vertidos de hormigón en obra.

Como resultado final la losa hueca ofrece una gran fiabilidad tanto estética como técnica y funcional, garantizada por un riguroso control de Calidad, posible ya que la placa es producida totalmente en la fábrica, dejando en manos de los equipos de la obra el sencillo montaje y ensamblaje con escasos vertidos de cierre y unión en obra.

Razones económicas

Estas razones están relacionadas con una sustancial reducción de los tiempos de ejecución y por lo tanto con una considerable economía en la utilización de máquinas y mano de obra.

De hecho, la cantidad de mano de obra necesaria en todas las fases de producción, almacenamiento, transporte, montaje en la obra y obtención del forjado acabado en dicho lugar es mínima.

Esta muy baja incidencia en mano de obra permite una importante ventaja económica al usuario, pero requiere del productor importantes inversiones en capitales y personal especializado porque todo el proceso productivo se caracteriza por un elevadísimo contenido tecnológico para poder garantizar una fuerte productividad de ciclo continuo manteniendo constante el elevado estándar cualitativo.

La versatilidad de la utilización

Hasta los años 70 la losa hueca se aplicaba casi exclusivamente con apoyo simple sobre vigas de acero, vigas prefabricadas en H°A° y H°P° y sobre muros portantes.

Con frecuencia se utilizaba como simple cubierta de naves industriales prefabricadas.

Los bajos espesores de losa que se producían entonces (10 ÷ 15 ÷ 20 ÷ 25 cms) no permitían luces o sobrecargas importantes, pero precisamente en esos años los constructores más perspicaces empezaron a introducir las losas huecas en edificios con estructuras en H°A° vertido en obra.

La positiva utilización conjunta de losas huecas y vigas de H°A° vertido que engloban los extremos de la losa ha favorecido el inesperado desarrollo de aplicaciones y ha supuesto el considerable incremento generalizado de la utilización de losas huecas en todo tipo de construcciones.

Actualmente las losas huecas de gran espesor permiten realizar luces de hasta 20 m con sobrecargas de tipo industrial, ya no como simple apoyo, sino con vínculos de continuidad estructural y asimismo de empotramiento perfecto. Otras ventajas de esta losa se deben al hecho de poder ser colocadas en apoyo indirecto en unión con las vigas vertidas en obra que tienen el mismo espesor que el del forjado.

Finalmente estas posibilidades de aplicación han favorecido la adopción de las losas huecas en las construcciones subterráneas donde el monolitismo del conjunto estructural es primordial.



Fig.1.2 Las losas huecas en un aparcamiento subterráneo de varios pisos

La gran versatilidad de las losas huecas permite su utilización no solo como forjados, sino también como paredes de contención para depósitos hidráulicos, como muros de contención del terreno para obras civiles y carreteras y, con gran eficacia, como paredes de cerramiento y portantes para edificios civiles e industriales de cualquier altura.



Fig.1.3 Las placas huecas para un depósito en una depuradora de aguas



Fig.1.4 Las placas huecas portantes y los forjados huecos en un edificio de viviendas de varios pisos.

Numerosos ejemplos de edificios de varios pisos realizados con dichas paredes portantes demuestran que ni siquiera hoy en día se han llegado a agotar por completo todas las posibilidades de utilización de este producto prefabricado muy especial, cuyo desarrollo en el mundo aún está en sus inicios y que sin duda en el futuro tendrá ante sí perspectivas para su aplicación que hoy aún no se han llegados a considerar.

1.4. Normativas

1.4.1. Las normas italianas

La sección transversal característica de la losa hueca pone en evidencia algunas partes de hormigón localmente más finas de lo admitido por la normativa italiana del H°A° y del H°P°.

Esta y otras numerosas concesiones de la Norma italiana están justificadas por las particulares tecnologías de producción y por los materiales utilizados a condición de que el producto mantenga de manera constante los requisitos de calidad exigidos por el Minsiterio de Obras Públicas mediante la “Producción en Serie Controlada”.

A continuación figura una lista de las normas vigentes y el texto específico referente a las losas huecas:

- DOCUMENTO DE APLICACION NACIONAL D.A.N.
ITALIANO PARA LA ACEPTACION DE LA NORMA
EUROPEA ENV 1992-1-1.
D.M. 09.01.1996 SEC.III.

pár. 2.3.3.2. prospecto 2.3 - Factor de seguridad para H°P°

pár 4.1.3.3. prospecto 4.2 - recubrimientos mínimos para los aceros de pretensado

pár 4.2.3.5.6. prospecto 4.7 - Longitud de la zona de anclaje de los aceros de pretensado

– “NORMAS TECNICAS PARA EL CALCULO, LA EJECUCION Y LA PRUEBA DE LAS OBRAS DE H°A° NORMAL Y PRETENSADO Y PARA LAS ESTRUCTURAS METALICAS”.

D.M. 14.02.1992 para el cálculo según el método de las Tensiones Admisibles.

D.M. 09.01.1996 SEC. I y SEC II para el cálculo según el método Semiprobabilístico en los Estados Límite.

CIRCULAR MIN. Explicativa del 15.06.96

pár. 6.2.2. Espesores mínimos para el recubrimiento de los aceros.

cáp. 7 Normas complementarias relativas a los forjados

pár. 7.0.a Obligación de la armadura inferior de junta en los soportes de las losas, para absorber un esfuerzo de tracción igual al cortante.

pár. 7.1.4.6 Derogación de la armadura transversal (último párrafo)

pár. 7.3.3. Disposición específica para las losas huecas.

pár. 7.1.6. Disposiciones válidas también para las losas huecas.

pár. 7.1.4.2. (segundo párrafo). Disposición válida también para la losa hueca con capa colaborante (espesor mínimo)

pár. 7.3.2. (Cuarto párrafo). Espesores mínimos para la losa hueca sin capa colaborante.

pár. 7.3.4. Disposición para losas huecas con capa colaborante.

– “NORMAS TECNICAS PARA EL DISEÑO, EL CALCULO, LA EJECUCION Y LA PRUEBA DE LAS CONSTRUCCIONES PREFABRICADAS”.

D.M. del 03.12.1987 y CIRC. MIN. N. 31104 D.M. del 16.03.1989.

pár. 2.11.1.3. Losas. Obligatoriedad de la “Producción en Serie Controlada” para los elementos prefabricados sin armadura de corte o con espesores locales inferiores a 4 cm.

- pár. 2.2 En los cálculos de los prefabricados pretensados producidos en “Serie Controlada” se considera el coeficiente $\gamma_c = 1,42$ en el método Estados Límite y mayorando las tensiones 5% en las verificaciones según el método de las Tensiones Admisibles.
- “PROCEDIMIENTO ANALITICO PARA LA VERIFICACION DE LA RESISTENCIA AL FUEGO DE LOS ELEMENTOS DE CONSTRUCCION EN H°A°, NORMAL Y PRETENSADO”. Circular ministerial C.N. V.V.F. UNI 9502.
Documento fundamental para el cálculo analítico de la Resistencia al Fuego de las estructuras.

 - NORMAS TECNICAS RELATIVAS A LOS CRITERIOS GENERALES PARA LA COMPROBACION DE SEGURIDAD DE LAS CONSTRUCCIONES Y DE LAS CARGAS Y SOBRECARGAS.
D.M. del 16.01.1996 y CIRCULAR MIN. explicativa del 04.07.96.
Se trata del documento italiano de aplicación del EUROCODIGO 1 EN 1991-1 “BASES DE LOS CALCULOS Y ACCIONES EN LAS ESTRUCTURAS”.

 - NORMAS TECNICAS PARA LAS CONSTRUCCIONES EN ZONAS SISMICAS D.M. DEL 16.01.1996.
Se trata del documento italiano de aplicación del EUROCODIGO 8 EN 1998 “REGLAS PARA EL DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS ANTISISMICAS”.

 - NORMA EN ISO 9000 “REGLAS REFERENTES A LA ORGANIZACION EMPRESARIAL EN RELACION CON LA CALIDAD Y LA GARANTIA DE LA CALIDAD” .
Indica los objetivos que una empresa debe perseguir para satisfacer al Cliente de manera continuada, para asegurar a la Dirección de la empresa que ha sido alcanzada la calidad preestablecida y para garantizar al Comprador que se le proporcionará la calidad preestablecida.

- NORMA EN ISO 9001 “SISTEMAS DE CALIDAD” – CRITERIOS PARA UNA GARANTIA DE LA CALIDAD EN EL DISEÑO, EL DESARROLLO, LA PRODUCCION, LA INSTALACION Y LA ASISTENCIA”.

Prescribe los requisitos para los Sistemas de Calidad Empresarial adecuados también para las empresas de prefabricación. De hecho esta norma considera todas las fases operativas de un encargo desde la realización del diseño, su ejecución y el montaje en la obra hasta la asistencia durante su utilización. Esta Norma comprende la EN ISO 9000.

- NORMA EN ISO 9002 “SISTEMAS DE CALIDAD” – CRITERIOS PARA UNA GARANTIA DE LA CALIDAD EN LA FABRICACION Y LA INSTALACION”

Esta Norma va dirigida a las empresas que no prevén las fases de diseño o de asistencia al cliente en el proyecto.

- DIRECTIVA CEE 89/106 “MARCA DE CONFORMIDAD” – CE – EN LOS PRODUCTOS PARA LA CONSTRUCCION Y DOCUMENTOS DE APLICACION ADJUNTOS.

El REGLAMENTO DE ACTUACION correspondiente para Italia fue aprobado por el Consejo de Ministros el 8.4.93 y tendrá valor de ley cuando sea ratificado por el Consejo de la Comunidad Europea como válido para la Directiva CEE 89/106.

La Marca de Conformidad – CE – será obligatoria para todos los productos para la construcción (así como para cualquier otro producto en circulación en los países de la Comunidad Europea).

El certificado de conformidad será emitido por organismos de certificación e inspección que irá a parar al Servicio Técnico Central del Consejo Superior de Obras Públicas (Ministerio L.L.P.P.) que certificará que el producto cumple plenamente la Normativa Comunitaria convenientemente emitida para este tipo concreto de fabricados.

Para obtener el Certificado de Conformidad los productores deberán adoptar un Sistema de Calidad Empresarial.

1.4.2. Las Normas Europeas

Las características geométricas y resistentes de las secciones y de los métodos de cálculo, diseño, verificación y aceptación de las losas huecas harán referencia a las normativas europeas existentes en el momento de la redacción del presente texto y listadas a continuación.

- ENV 206 “HORMIGON – PRESTACIONES, PRODUCCION, VERTIDO Y CRITERIOS DE CONFORMIDAD”.
Se refiere a la producción de hormigón de manera detallada y puntual para poder garantizar la necesaria durabilidad además de su calidad.
La Norma que actualmente está en fase de revisión se tendrá en cuenta para las problemáticas de la prefabricación, en particular en lo que respecta a los fabricados con hormigón de relación agua/ cemento baja como las losas huecas.

- ENV 1991-1 EUROCODIGO 1) “BASES DE REALIZACION DE UN PROYECTO Y ACCIONES SOBRE LAS ESTRUCTURAS”.
Esta Norma fue introducida en Italia con el D.M. del 16.01.1996.

- ENV 1992-1-1 (EUROCODIGO 2) “DISEÑO Y CALCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON- PARTE 1-1 REGLAS GENERALES Y REGLAS PARA LOS EDIFICIOS”.
Es la Norma General dirigida a las exigencias de resistencia, comportamiento en servicio y durabilidad de las Estructuras de H^oA^o y pretensado.
No cubre campos específicos, contiene los valores de los coeficientes de seguridad aprobados por el CEN-TC 250 y los principios generales de diseño y calculo válidos para los elementos prefabricados en general.
Esta Norma es aplicable en Italia a condición de que se sigan las prescripciones sustitutivas, de integración y supresión que figuran en la Parte General y en las Secciones I y III del D.M. 09.01.1996.

- ENV 1992-1-3 (EUROCODIGO 2 Parte 1-3) “DISEÑO Y CALCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON- PARTE 1-3 ELEMENTOS Y ESTRUCTURAS PREFABRICADOS DE HORMIGON”.

Proporciona una base general para el diseño de los elementos para la construcción de los edificios realizados en parte o totalmente con elementos prefabricados. Esta parte proporciona principios y reglas que completan las del ENV 1992-1-1 en lo que respecta a los componentes prefabricados y también a las losas huecas.

- PR-EN 1168 (CEN – TC 229) “FORJADOS DE LOSAS HUECAS PREFABRICADAS Y PRETENSADAS (Norma Europea provisional).

Algunas particularidades de la losa hueca como, por ejemplo la ausencia de armadura pasiva transversal, hacen que sea necesaria la presencia de algunas normas específicas complementarias a las del ENV 1992-1-3).

Esta Norma proporciona así las reglas para el diseño y el cálculo de las losas huecas no previstas en el ENV 1992-1-1 y 1-3, pero que están totalmente de acuerdo con sus principios de cálculo.

Esta Norma forma parte de una serie de Normas de Producto sobre los componentes prefabricados de hormigón y trata las características que el productor de losas huecas debe garantizar para responder a los requisitos definidos en la Directiva sobre Productos de Construcción CEE 89/1606.

En lo que respecta a la Resistencia al Fuego la Norma hace referencia al ENV 1992-1-2 (Eurocódigo 2, Parte 1-2, cálculo de resistencia al fuego de las estructuras).

1.4.3. Documentos internacionales relevantes

A continuación figuran cuatro documentos muy importantes por ser documentos de consulta autorizados en el sector de las losas huecas.

- **MANUAL FOR THE DESIGN OF HOLLOW CORE SLABS**
U.S.A. Prestressed Concrete Institut P.C.I. edición 1985
Se trata del primer manual dedicado a las losas huecas pretensadas y también del más completo.
Describe los diversos sistemas de producción y los distintos tipos de losa, indica las modalidades de cálculo según las normas ACI ilustradas por significativos ejemplos, y propone de manera exhaustiva los puntos relativos a su diseño y su aplicación a los que hay que atenderse.
Se ocupa de la resistencia al fuego, del comportamiento acústico y de las especificaciones referentes a calidad y a su colocación.

- **CEB – FIP MODEL CODE** edición 1990.
Menciona las losas huecas tan solo en alguno que otro punto.
La importancia de este documento reside en el hecho de haber proporcionado una base normativa internacional desde 1978 reconocida internacionalmente y actualmente trasladada a los EUROCODIGOS.

- **FIP Recommendations “PRECAST PRESTRESSED HOLLOW CORE FLOORS”** (1988).
Constituye el primer documento importante internacional y recoge los principios del cálculo y la realización de diseños estructurales de losas huecas en función de la experiencia del norte de Europa con las losas extruidas.

- **FIP “QUALITY ASSURANCE OF HOLLOW CORE SLAB FLOORS”**
“GARANTIA DE CALIDAD DE LA LOSA HUECA”.
Proporciona numerosas normas específicas para la aceptabilidad de las losas huecas. Se trata de un documento de considerable importancia como referencia contractual para la aceptabilidad de los prefabricados en caso de impugnación.

Capítulo 2º

LA PRODUCCION

2.1. Apunte sobre las tecnologías de producción

La producción de losas huecas pretensadas se realiza en instalaciones sobre largas pistas de acero (120 ÷ 150 m) sobre las que se colocan los aceros de pretensado debidamente distribuidos y tesados.

El vertido de hormigón para la formación de las losas se hace de forma continuada mediante la utilización de máquinas especiales fundamentalmente según tres procedimientos de producción:

- El procedimiento “slipform” utiliza máquinas moldeadoras o trefiladoras en las cuales el hormigón viene dirigido dentro de sectores móviles, es hipervibrado por baterías de vibradores con frecuencias diferenciadas.
En estas máquinas moldeadoras se distinguen las tres fases de vertido que se indican a continuación: losita de intradós, nervaduras y losita de estradós, para realizar la sección completa de la losa (Véase la fig. 2.1).
- El procedimiento “extruder” utiliza máquinas de extrusión en las cuales el hormigón pasa por hélices de alimentación especiales para ser comprimido en una sola fase para realizar la sección acabada de la losa (Véase la fig. 2.2).
- El tercer procedimiento de producción también puede ser calificado de procedimiento “slipform” aunque no utiliza máquinas moldeadoras, sino baterías de tubos vibrantes que trefilan la losa producida en una sola fase.



Fig. 2.1 Máquina moldeadora (procedimiento “slipform”)

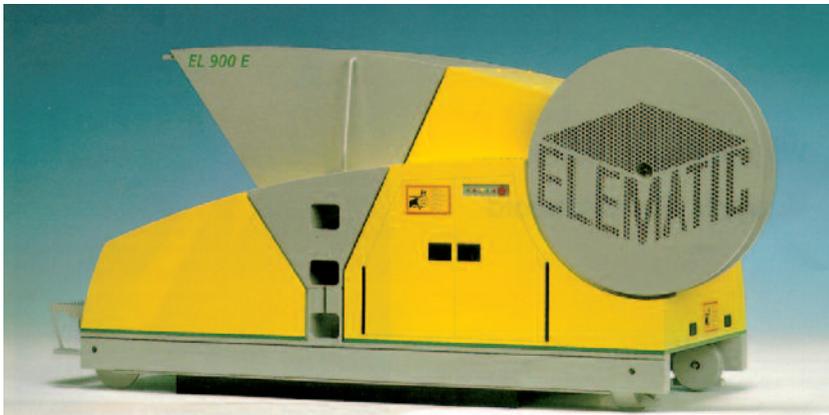


Fig. 2.2 Máquina de extrusión (extruder)

Todos los procedimientos de producción requieren hormigones de mucha calidad y constancia, sea en la composición granulométrica, sea en la dosificación del cemento y del agua para garantizar una estabilidad instantánea en la forma para la realización de los orificios, resistencias mecánicas iniciales para poder proceder a destesar y desmoldar y finalmente una adherencia óptima de las armaduras pretensadas, así como de las posibles armaduras pasivas introducidas en el vertido.

El curado acelerado del hormigón se produce por calentamiento difundido homogéneamente hasta la obtención de la resistencia necesaria en el momento de destension de las armaduras pretensadas ($R'_{ck} > 30 \div 35 \div 40$ MPa), resistencia determinada experimentalmente, previa rotura de las probetas de ensayo cúbicas, sujetas a un tratamiento vibrante y térmico idéntico.

En la prueba de compresión a 28 días el hormigón tendrá resistencias cúbicas superiores a $R_{ck} 45 \div 55$ MPa.

En el hormigón aún fresco justo después del vertido, se hacen a mano las ranuras previstas en el diseño o los agujeros para el paso eventual de bajantes. En esta fase también se hacen canales en los extremos de las losas para el anclaje del acero pasivo de unión y los eventuales agujeros transversales para levantarlas.

El corte del producto prefabricado vertido de manera continuada y de longitud igual a la de la pista se produce cuando el hormigón tiene la resistencia requerida, mediante cortes con disco diamantado, obteniendo así los elementos de largo deseado.

En esta fase de corte los torones destensados de las bancadas de anclaje situadas al principio y al final de la pista, trasladan la tensión de tiro a los extremos de los elementos prefabricados quedando éstos pretensados.

En el momento de desmoldar las losas huecas se puede apreciar un intradós liso por la parte del molde metálico, mientras que el estradós y los perfiles laterales son rugosos para garantizar la buena solidificación de las uniones que se hacen vertiendo hormigón “in situ” en los canales longitudinales y sobre la superficie de la losa.



Fig. 2.3 La armadura de pretensado tesada sobre la pista de moldeo



Fig. 2.4 Vertido continuado del hormigón

En todos los procesos de producción de losas huecas se pueden observar las siguientes fases:

- preparación de la pista, limpieza y tratamiento con aceite desmoldante;
- colocación de las armaduras, alambres o torones para hormigón pretensado (Véase la fig. 2.3);
- tesado de las armaduras con control sistemático de la tensión y de los alargamientos;
- vertido continuado del hormigón (Véase la fig. 2.4);
- intervención manual o mecanizada para adecuar cada losa a las funciones y dimensiones correspondientes al diseño;
- marcado de las losas con siglas, números de pedido, fecha de producción y peso;
- cobertura de la pista de vertido con lonas que aguantan el vapor y el calentamiento para el curado acelerado;
- control sistemático de la resistencia del hormigón antes de proceder al destensado de los cables y al consiguiente pretensado;
- corte transversal para aislar las distintas losas (Véase la fig. 2.5);
- traslado de las losas desde la pista y transporte para su acopio (Véase la fig. 2.5 y 2.6).



Fig. 2.5 Corte de las losas y traslado desde la pista de moldeo



Fig. 2.6 Explanada de acopio de las losas huecas

2.2 Geometría de las secciones

2.2.1. Tipos de orificios

Existen distintos tipos de losas huecas que se diferencian por la forma del perfil lateral o por el diseño de los orificios, que en ocasiones, presentan una forma perfectamente circular, elíptica o con mayor frecuencia un perfil mixtilíneo.

En general se hacen orificios circulares o parecidos a un círculo en las losas de espesor reducido y orificios alargados con las partes laterales alargadas y curvas de enlace para losas de espesor superior (Véase la fig. 2.7).

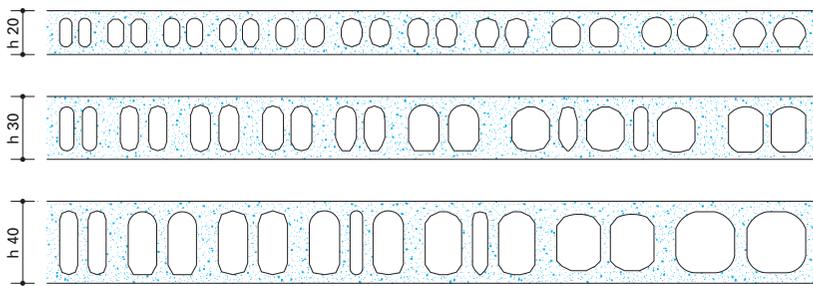


Fig. 2.7 Tipología de los orificios en las losas huecas

En el caso de estas formas alargadas, se pone especial atención en la realización de los enlaces superiores e inferiores para evitar concentraciones de tensión y mantener reducido el espesor de las lositas de hormigón que están encima y debajo de los orificios.

Tal y como se ha dicho, el espesor de los fabricados corrientes varía desde los 12 cm hasta más de 70 cm.

De modo indicativo se tiene un porcentaje de huecos de media de aproximadamente un 50% sobre el volumen total del prefabricado.

En particular para elementos de espesor de hasta 20 cm el porcentaje de huecos no supera el 40%.

Con espesores superiores el porcentaje de huecos está comprendido entre el 50% y el 65% por lo que se trata de losas con pesos propios muy contenidos.

2.2.2. Tipología del perfil lateral

El perfil lateral de las distintas losas huecas posee configuraciones muy variables (Véase las figs. 2.8 y 2.9).

Las losas de forjado poseen uniones longitudinales abiertas hacia arriba y perfiladas para permitir que pueda introducirse hormigón para macizar estos canales y garantizar la transmisión transversal de las cargas y de las deformaciones incluso en caso de existencia de una concentración de cargas fuertes.

Cuando la unión longitudinal debe poder recibir y englobar las armaduras pasivas de unión, tiene que presentar dos dimensiones mínimas:

- Ancho mínimo de la abertura superior 3 cm; si la unión tiene también la función de zuncho el ancho mínimo debe ser de 5 cm (Véase el D.M. del 03.12.87 pár. 2.11.b);
- El ancho en la zona de posicionamiento de la barra debe ser mayor o igual a 3 veces el diámetro de la barra y compatible con el diámetro máximo de los áridos del vertido de macizado de junta (se aconseja no menos de 6 cm) Cuando la unión también tiene la función de zuncho el ancho mínimo de la zona de posicionamiento de la barra debe ser de 8 cm (Véase el D.M. del 03.12.87 pár. 2.11.2b).

También es conveniente ver las Figs. 3.5 y 3.6 del siguiente párrafo 3.4.

La unión longitudinal puede tener un dentado vertical para mejorar el macizado del hormigón y por consiguiente constituir el efecto diafragma (Véase el Capítulo 10 en el segundo Volumen).

Las placas utilizadas como paredes se producen con perfiles laterales macho-hembra o con perfiles hembra-hembra para permitir que encaje correctamente por ambas caras en función de las diversas exigencias de su utilización.

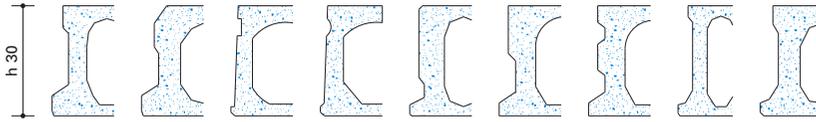


Fig. 2.8 Forma de los perfiles laterales en las losas huecas de forjado

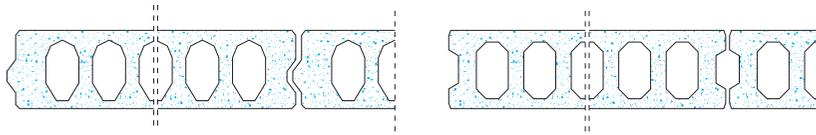


Fig. 2.9 Forma de los perfiles laterales en las placas huecas para paredes.

2.2.3. Espesor de las almas y de las lositas

El diseño de las secciones de hormigón en las losas huecas es un problema particularmente importante cuya resolución comporta el preciso análisis de los aspectos económicos, técnicos y normativos.

Tras haber optimizado las secciones desde el punto de vista de los costes y los pesos del elemento fabricado, de manera compatible con las tecnologías y las máquinas de fabricación y respetando las normas vigentes y el buen hacer, es importante llevar a cabo un control constante de la fase productiva para evitar costosas pérdidas en hormigón por espesores excesivos o a la inversa por un peligroso debilitamiento de la sección.

La Norma prov. EN 1168 establece en el pár. 4.3.1 los espesores mínimos que deben ser aumentados con el valor de las tolerancias específicas de cada productor.

$$\text{Almas} \quad b_{i \min} \geq \begin{cases} \sqrt{2h} \text{ mm} \\ 20 \text{ mm} \\ d_g + 5 \text{ mm} \end{cases}$$

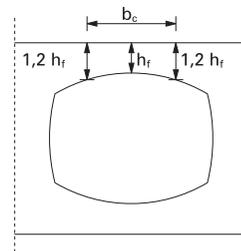
$$\text{Lositas} \quad h_{f \min} \geq \begin{cases} \sqrt{2h} \text{ mm} \\ 17 \text{ mm} \\ d_g + 5 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{Losita superior} \quad h_{f \text{sup}} \geq b_c / 4$$

h (mm) = espesor del elemento fabricado

d_g (mm) = dimensión nominal máxima del árido

b_c (mm) = ancho de la parte del arco comprendida entre las dos secciones de espesor de 1,2 veces el espesor más pequeño de $h_{f \text{sup}}$



En general el espesor de las almas verticales existentes entre los alvéolos nunca es inferior a $25 \div 30$ mm y aumenta en losas de espesor más alto o más solicitadas a cortante.

Las losas de tipo “slipform” pueden ser producidas con algunas almas más anchas sacrificando la anchura de algunos orificios o eliminando totalmente algunos de ellos en beneficio de la resistencia a cortante (Véase la fig. 2.10).

El espesor mínimo de las lositas superior e inferior generalmente no es inferior a $25 \div 30$ mm.

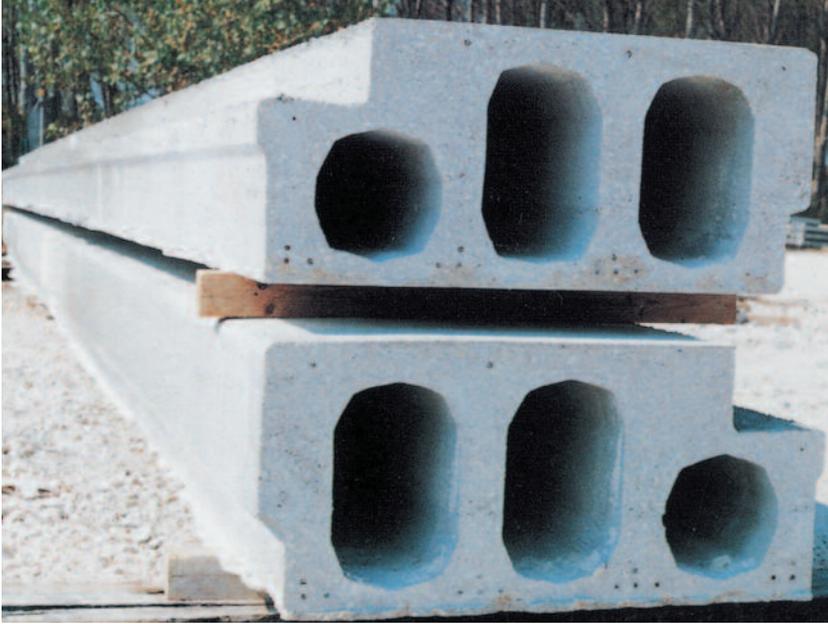


Fig. 2.10 Prefabricados trefilados con almas alargadas y con un perfil especial (gradas para un estadio)

2.2.4. Distribución y recubrimiento de los aceros de pretensado

Hay que señalar que es necesario tener un especial cuidado en el estudio de las zonas que van a recibir la armadura de pretensado. La durabilidad y en particular la resistencia al fuego de la losa prefabricada tienen exigencias que contrastan con el aprovechamiento de la armadura que se puede insertar en la sección.

La Normativa Italiana y Europea contempla este problema con la única intención de asegurar que existe una correcta distribución y protección en las

armaduras para garantizar la durabilidad y funcionalidad del producto prefabricado (Véase la fig. 2.11).

Los alambres o torones de pretensión deben ser posicionados donde se pueda garantizar un recubrimiento eficaz de hormigón en las zonas de unión de las almas con las lositas y distribuidos de manera uniforme y simétrica en la sección transversal.

La Norma prov. EN 1168 en el pár. 4.3.3 recomienda una armadura mínima de 4 torones o alambres en cada losa hueca de 1,20 m de ancho.

Distancia entre las armaduras

La distancia mínima entre las superficies de los torones, no está indicada en la Norma Italiana que con el D.M. del 09.01.1996 (pár. 6.1.4) establece la distancia mínima en cada dirección entre las barras de armadura pasiva que es igual a

$$i \geq \begin{cases} \phi \\ 20 \text{ mm} \\ d_g \end{cases}$$

ϕ = diámetro de la barra de acero pasivo o diámetro nominal del tóron

d_g = dimensión nominal máxima del arido

La Norma prov. EN 1168 en el pár. 4.3.1.2 y la Norma Europea EC2 ENV 1992-1-1 pár. 5.3.3.1 prescriben para los torones las siguientes distancias mutuas:

$$\text{distancia horizontal mínima} \quad i \geq \begin{cases} \phi \\ 20 \text{ mm} \\ d_g + 5 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{distancia vertical mínima} \quad i \geq \begin{cases} \phi \\ 10 \text{ mm} \\ d_g \end{cases}$$

Para las estructuras no armadas a cortante (losas huecas) el EC 2 ENV 1992-1-1 pár. 4.1.3.3 punto 11 y la Norma prov. EN 1168 pár. 4.3.3.1 prescriben los siguientes valores límite, de recubrimiento de las superficies de los torones o de los alambres pretensados, que comprenden las tolerancias admisibles (Véase la fig. 2.11):

$$s_{p \min} = 2 \phi \quad \text{si la distancia entre los ejes de los torones es } \geq 3 \phi$$

$$s_{p \min} = 3 \phi \quad \text{si la distancia entre los ejes de los torones es } < 2,5 \phi$$

ϕ = diámetro del torón o del alambre, en caso de diámetros distintos hay que considerar el valor medio.

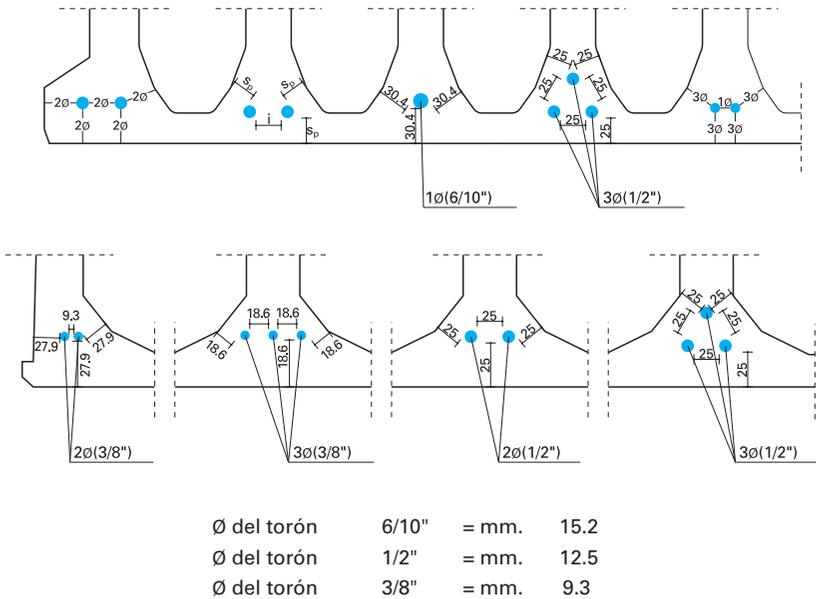


Fig. 2.11 Armaduras posicionadas correctamente. Con el control de producción garantizado, los valores mínimos de diseño que se indican aquí para $s_{p \min}$ admiten la tolerancia máxima de -5 mm (EN 1168 pár. 4.3.3.1 y ENV 1992-1-1 pár. 4.1.3.3 punto 8).

Espesores de recubrimiento

En lo que respecta a la protección contra la corrosión hay que considerar que el espesor de recubrimiento mínimo con hormigón de las armaduras de pretensado depende de varios factores como las dimensiones máximas del árido, la clase de resistencia del hormigón, la agresividad del ambiente de utilización de las estructuras.

El documento de Aplicación Nacional Italiano D.M. del 09.01.1996 que acepta para Italia la Norma Europea ENV 1992-1-1 en el pár. 4.1.3.3 tabla 4.2 hace referencia al fijar los espesores de recubrimiento, a la clase de resistencia del hormigón y a la agresividad del ambiente indicando seis clases de exposición. La siguiente tabla 2.1 indica los valores válidos para Italia y para los cuales queda comprendida la tolerancia hasta -5 mm. Además se especifica que para el recubrimiento hacia los orificios se puede adoptar la clase de exposición -1-

La Norma italiana D.M. del 14.02.1992 (pár. 6.2.2) hace referencia solamente al tamaño del árido y a las condiciones del ambiente:

$$s_{p \text{ min}} \geq \begin{cases} d_g & \text{dimensión máx. del árido} \\ 15 \text{ mm} & \text{ambiente interior no agresivo} \\ 25 \text{ mm} & \text{ambiente exterior o agresivo} \end{cases}$$

Ulteriores prescripciones en ENV 206 se refieren al tipo de árido y de cemento, el contenido mínimo de cemento y la proporción máxima agua/cemento.

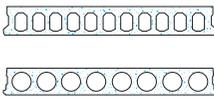
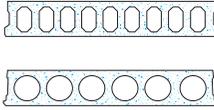
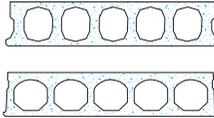
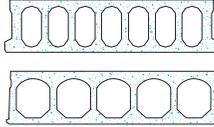
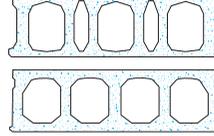
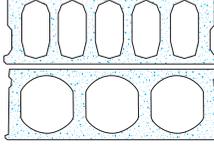
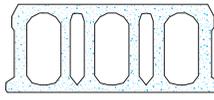
Pueden imponerse otros límites más gravosos para la seguridad contra el fuego, tal y como, trata el capítulo que hay que consultar para este tema específico.

Tabla 2.1

EC2 ENV 1992-1- (DAN Ital.D.M. 09.01.96) NORMA ITALIANA D.M. 09.01.96		Párrafo 4.1.3.3 Párrafo 6.2.2	Clase de resistencia cilíndrica/ cúbica del hormigón $\geq C 40/ 50 \text{ N/mm}^2$	
Clases de exposición	Ejemplos de condiciones ambientales	Espesores de recubrimiento $S_{p \text{ min}}(\text{mm})$ de diseño que comprenden una tolerancia de hasta -5 mm		
		EC 2 DAN D.M. 09.01.96	D.M. Ital 09.01.96	
1 ambiente seco	Interior de edificios para habitaciones normales u oficinas (edificios comerciales, públicos) Ambientes interiores no agresivos: almacenes, garajes, etc.	2 ϕ / 20	20	
2 ambiente húmedo	a sin hielo	- interior de edificios con elevada humedad (por ej. lavanderías) - componentes externos - componentes en terrenos y/o aguas no agresivas	30	30
	b con hielo	- componentes exteriores expuestos al hielo - componentes en terrenos y/o aguas no agresivas y expuestos al hielo - componentes interiores con elevada humedad y expuestos al hielo	35	30
3 ambiente húmedo con hielo y utilización de sales para el deshielo	Componentes interiores y exteriores expuestos al hielo y a los efectos de las sales utilizadas para el deshielo.	40	30	
4 ambiente marino	a sin hielo	- componentes total o parcialmente sumergidos en agua marina o sujetos a salpicaduras de las olas - componentes expuestos a una atmósfera saturada de sal (zonas costeras)	40	30
	b con hielo	- componentes parcialmente sumergidos en agua marina o sujetos a salpicaduras de las olas y expuestos al hielo. - componentes expuestos a una atmósfera saturada de sal y expuestos al hielo.	40	30
Las clases que figuran a continuación están al sol o combinadas con alguna de las clases mencionadas.				
5 ambiente químico agresivo	a	- ambiente químico poco agresivo (gas, líquidos, sólidos) - atmósfera industrial agresiva	35	30
	b	- ambiente químico moderadamente agresivo (gas, líquidos, sólidos).	35	30
	c	- ambiente químico muy agresivo (gas, líquidos, sólidos).	45	30

2.2.5. Ejemplos de secciones de losas huecas, sus pesos y sus características geométricas y mecánicas en apoyo simple.

Tabla 2.2

Las características estáticas proporcionadas valen para el ancho estándar de la losa = 1200 mm		H mm	Peso propio kN/m ²	Peso en obra kN/m ²	Armadura max. mm ²	J sin capa cm ⁴	M max sin capa kNm	T max sin capa kN	h con capa cm ⁴	J con capa cm ⁴	M max con capa kNm	T max con capa kN
	150	2,30	2,45	900	27.400	65	40	4	52.000	80	45	
	200	2,80	3,00	1.130	66.000	115	50	4	110.000	140	60	
	250	3,30	3,50	1.180	120.000	160	70	4	190.000	185	80	
	300	3,60	4,00	1.450	205.000	230	80	4	310.000	275	90	
	350	4,00	4,40	1.600	315.000	320	90	6	520.000	380	100	
	400	4,70	5,30	1.900	465.000	420	105	6	700.000	480	120	
	500	5,70	6,50	2.300	900.000	630	135	8	1.400.000	720	155	

2.3 Modalidades de producción

La maquina de moldear (de extrusión o moldeadora) que produce una pista de losas huecas avanza a una velocidad regular de $1,10 \div 1,50$ m/minuto.

Algunos operarios siguen la máquina de moldear e intervienen en el hormigón que aún está fresco llevando a cabo algunas operaciones manuales para adecuar el producto prefabricado a las exigencias determinadas por el diseño (Véase la fig. 2.12).

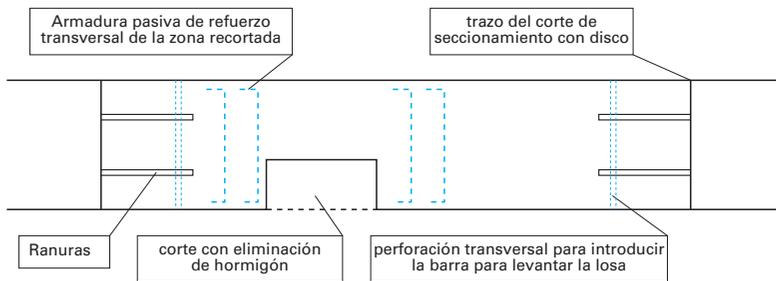


Fig. 2.12 *Intervención manual en una losa hueca justo después del vertido.*

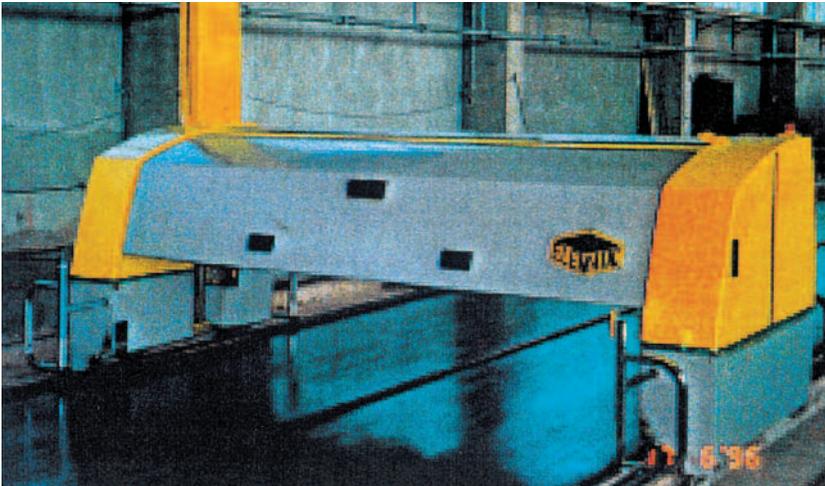


Fig. 2.13 *Trazador CAM automático para losas huecas con un dispositivo de marcado automático de las losas prefabricadas.*

La primera operación es el trazo de la línea de corte que delimita el largo de la losa y a continuación se realizan las operaciones de marcado para individualizarla.

En el producto prefabricado se trazan las líneas de corte y se hacen los posibles cortes que deben practicarse en el hormigón aún fresco, así como las ranuras en los extremos, los agujeros que a veces se requieren para levantar las piezas y para el anclaje de la armadura pasiva de acero suplementaria.

Las operaciones de trazado mencionadas normalmente las realiza a mano un operario cualificado.

Hoy en día existen ya máquinas electrónicas para el trazado automático según el método CAM (Computer Aided Manufacturing) y se prevé una notable proliferación de ellas en un futuro próximo.

Las manipulaciones directas en el hormigón para realizar cortes o anclar hierros seguirán haciéndose a mano durante mucho tiempo, tal vez con la ayuda de aspiradores hidroneumáticos para retirar el hormigón que aún está fresco.

Cuando el hormigón se ha endurecido y cada pieza prefabricada es retirada de la pista de moldeo, se realizan las demás operaciones como el eventual agujereado para descarga de aguas pluviales y la colocación de tapones en los extremos de los orificios tal y como se describe a continuación.

2.3.1 Ranuras en los extremos

Las ranuras ilustradas en la fig. 2.14 tienen por objeto preparar el lugar donde se colocarán y anclarán en la obra las barras de acero previstas en el diseño para las uniones, para soportar los momentos negativos en los apoyos y los esfuerzos de corte-flexión en los extremos.

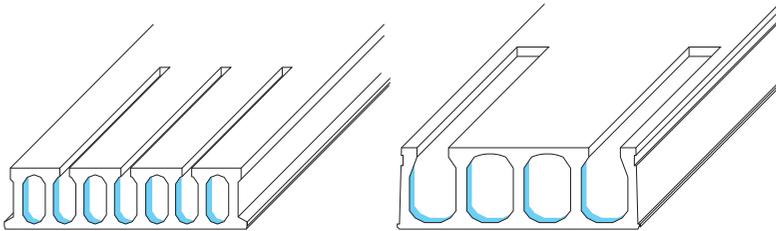


Fig. 2.14 Las ranuras abiertas en los extremos de los orificios de las losas huecas.

Se realiza un número variable de ranuras, de una longitud también variable, en función de las exigencias estáticas cuando la junta de unión entre las losas adyacentes, que suele estar situada cada 120 cm, no permite una distribución suficiente de las armaduras pasivas.

Hay que tener en cuenta que los aceros resistentes a cortante en los extremos (Véase el D.M. del 09.01.1996 pár. 7.0.a) pueden estar situados cada 120 cm únicamente en presencia de cargas muy limitadas (losas de cubierta o algo similar) o en caso de una adecuada longitud de apoyo cuando se ha verificado el anclaje de la armadura de pretensado.

La continuidad entre las losas huecas exige como mínimo una distribución cada 60 cm de los aceros de protección del momento negativo.

La continuidad entre las losas con apoyo indirecto exige una distribución de los hierros aún más cuidada, al menos cada $30 \div 40$ cm.

La longitud de las ranuras debe calcularse de manera que la tensión tangencial media entre el hormigón de relleno de la ranura y el de la losa prefabricada respete los valores de la Normativa prescritos (Véase a continuación el pár. 3.2. valores de τ_{Rdj}).

De hecho es importante señalar que en caso de que en una misma ranura donde se proceda al anclaje, tanto de la armadura de continuidad del forjado como el de la armadura de zunchado, debe realizarse la verificación de la adherencia entre el hormigón prefabricado y el de relleno por la suma de los esfuerzos que están en juego.

2.3.2. Vainas para la neutralización de los torones

En algunos casos de armadura de pretensado fuerte puede que sea necesario anular algún torón durante un tramo corto de aproximadamente 70 cm correspondiendo a los extremos de cada losa hueca.

El ciclo de producción de las losas huecas, tanto si es por extrusión como por maquina moldeadora, permite la utilización de vainas para neutralizar los torones de pretensado.

Van marcadas a lo largo de la pista de moldeo primero las líneas de corte de cada losa y fijadas a sus oportunas posiciones las vainas plásticas tubulares sobre el cable, aún no tesado (para seguridad del operario) previendo la cuantía del desplazamiento de cada punto fijado debido al sucesivo tensado del cable.

Dicha operación requiere el control de personal experto por los motivos que se indican a continuación:

- Durante su desplazamiento la máquina de fabricación tiene tendencia a llevar hacia delante las vainas si no quedan perfectamente fijadas al torón que deben neutralizar.
- Está desaconsejada la utilización de vainas abiertas que se puedan poner sobre el torón ya tesado porque la máquina haría entrar el hormigón dentro de la vaina haciendo que esta fuera ineficaz.
- Es conveniente utilizar tubos plásticos rígidos muy resistente del tipo empleado en las canalizaciones eléctricas. Naturalmente el tubo debe colocarse antes de introducir un extremo del torón en el asiento correspondiente y de anclarlo.

- También están desaconsejadas las operaciones alternativas consistentes en engrasar los torones en los tramos que se vayan a neutralizar o en poner sobre los torones sustancias inhibitoras del fraguado del hormigón, dado que el desplazamiento de la máquina de fabricación transporta dichas sustancias incluso hasta donde no se desea que estén.

2.3.3. Armaduras suplementarias de acero pasivo

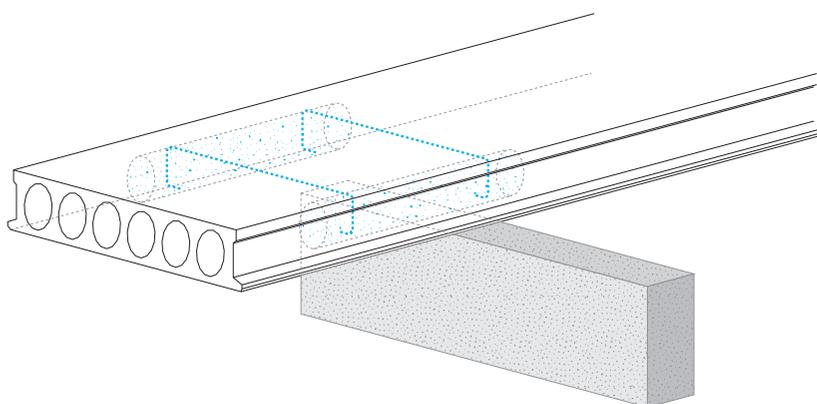


Fig. 2.15 Ejemplo de armadura transversal introducida manualmente en hormigón fresco en una losa con apoyo parcial.

Hay muchos motivos por los cuales introducir armaduras adicionales pasivas en el hormigón fresco tal y como se ve en las figuras 2.12, 2.15, 2.16 y 2.17. El proyectista debe saber que estas operaciones aunque se pueden practicar con facilidad, tienen un coste que sin duda no pasa inadvertido y que se pueden realizar en un número limitado de losas de un pedido determinado.

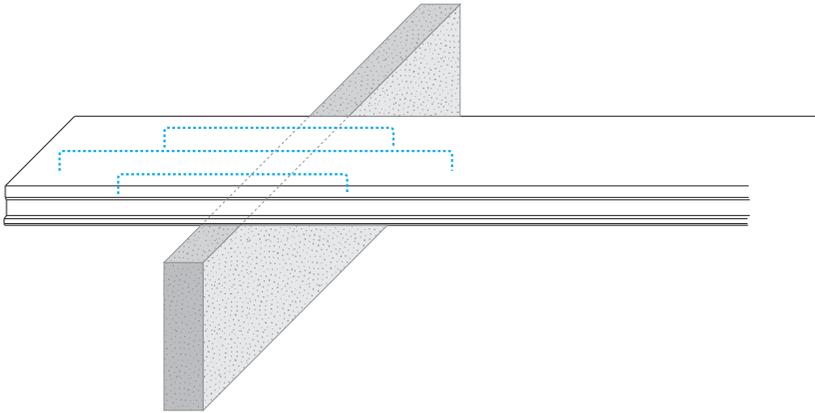


Fig. 2.16 Ejemplo de armadura longitudinal introducida manualmente en el producto prefabricado aún fresco correspondiente a un voladizo con una carga considerable.

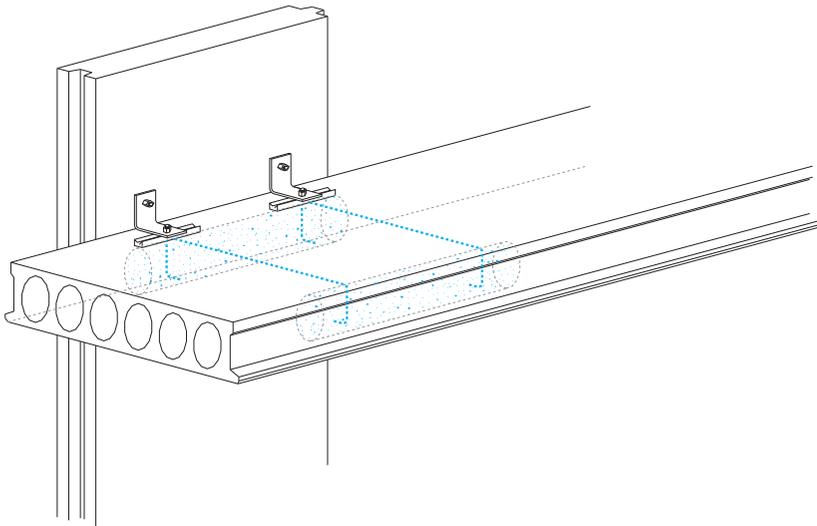


Fig. 2.17 Ejemplo de anclaje correcto de perfiles embulonados en el margen externo de una losa hueca.

2.3.4. Los cortes en las losas huecas

Con gran frecuencia las losas huecas deben ser cortadas o ranuradas para que se puedan adaptar a las necesidades del diseño.

Estas operaciones se realizan justo después del vertido cuando el hormigón aún está fresco, retirando el hormigón de alrededor de los torones tesados para permitir, tras el curado, el corte de los aceros.

En cada caso las necesidades del técnico que realiza el diseño de la obra deberán ser compatibles con las exigencias de las losas huecas que permiten un número limitado de cortes. El que deberá acordarse con el técnico especialista de la empresa de producción de las losas.

Los torones cortados en las zonas en que ha sido retirado el hormigón aplican el pretensado en posiciones de la losa alejadas de los extremos, por lo que se crean tensiones internas que pueden crear fisuras longitudinales en el hormigón y que son perjudiciales para la integridad de la losa durante las operaciones de almacenamiento, transporte y colocación en la obra.

Por consiguiente el técnico especialista en la empresa de fabricación utiliza su propia experiencia para tomar las precauciones indispensables para garantizar la integridad de las losas cortadas, así como su respuesta a las exigencias de la colocación en la obra en seco y finalmente el respeto de la capacidad portante de la losa incluso en las zonas debilitadas por los cortes.

Lo normal es que los cortes de pequeñas dimensiones realizados en los extremos no supongan ningún problema en el producto prefabricado dado que no tienen más de 50 cm de ancho ni de largo, e igual sucede con las aberturas en el cuerpo de la losa que afectan a los torones de uno o dos nervios y no tienen más de 60 cm de largo.

Naturalmente siempre debe verificarse la capacidad de carga residual de la losa cortada.

Con cortes de dimensiones mayores casi siempre es indispensable reforzar la losa con armaduras pasivas transversales colocadas en el hormigón aún fresco (Véase la fig. 2.18).

También es necesario determinar cuidadosamente las modalidades de levantamiento de la losa mediante puntos por donde se pueda enganchar que aseguren el equilibrio cuando se suspenda la losa.

La figura 2.18 muestra ejemplos de las distintas tipologías de agujeros y ranuras practicables con la debida precaución.

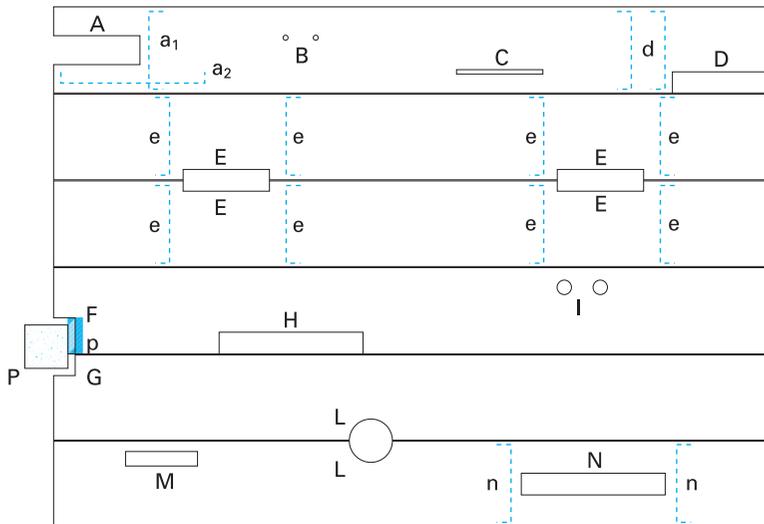


Fig. 2.18 Distintas posibilidades de realización de cortes y de orificios en las losas huecas de 120 cm de ancho que deben realizarse con la adecuada destreza.

- Corte A - Puede ser de 40 cm de ancho y debe estar al menos a 30 cm del margen lateral de la losa. Cuando su longitud supera los 50 cm es necesario el refuerzo transversal-a₁-y el longitudinal -a₂-. Es preciso verificar la resistencia de corte.
- Agujeros B y - Cuando su ancho afecta a un solo orificio de la losa no existe ningún tipo de problema.
- Ranura C

- Corte D - No debe superar 50 cm de ancho, es indispensable el refuerzo transversal-d- y la verificación para el corte.
- Cortes E - El ancho de cada semi-corte nunca debe superar los 40 cm. Son indispensables armaduras transversales –e- así como la verificación de la capacidad de carga.
- Cortes F - Los grandes cortes –F- corresponden a pilares prefabricados –P. La losa debe apoyarse sobre el perfil metálico –p- sujetado con pernos al pilar.
- Cortes G - Cuando las dimensiones del corte no superan 50 x 50 cm es suficiente efectuar la verificación para el corte.
- Cortes H - Cuando el ancho es ≤ 20 cm es suficiente efectuar el cálculo de verificación de la capacidad de carga.
- Agujeros I - Los agujeros realizados en la obra son muy cómodos para pasar tuberías imprevistas. Hay que calcular la capacidad de carga por anulación de los torones interrumpidos.
- Semiagujeros L - El radio no debe superar los 40 cm. Se realizan con el hormigón fresco verificando la capacidad de carga .
- Agujeros M y N - El ancho no debe superar los 30 cm. Debe verificarse la carga residual. Si tienen un largo superior a 60 cm es necesario hacer refuerzos n.n. Estos agujeros pueden ser practicados en la obra mediante discos de diamante.

2.3.5 Modalidades de levantamiento

En vez de levantar las losas mediante balancines con mordazas el sistema utilizado para levantar las losas con cable y barra (Véase la fig. 2.19) va muy bien cuando un proveedor debe suministrar a un gran número de obras una cantidad no muy grande de losas huecas.

El agujero transversal para la barra de bloqueo tiene un diámetro interno de ~ 40 mm y disminuye, aunque poco, la sección resistente al corte.

Por consiguiente se aconseja practicar un agujero transversal en la zona más baja de la losa y adoptar dicho dispositivo para su levantamiento de losas de espesor no inferior a 20 cm.

A veces las losas de espesor máximo $20 \div 30$ cm y con peso limitado normalmente a dos toneladas se pueden levantar con horquillas de acero especial dotadas de certificado de ensayo para la carga máxima declarada en cada horquilla (Véase la fig. 2.19).

Tal y como prescribe el D.M. del 03.12.1987 (pár. 2.2.1.) debe realizarse la verificación del voladizo y del corte en la sección de levantamiento considerando el peso propio de la pieza prefabricada multiplicado por el coeficiente dinámico mínimo 1,15.

Dada la ausencia de armadura transversal en la superficie superior de la losa interesada por los esfuerzos de colgamiento se aconseja, en orden a la seguridad, el uso de cables de emergencia provistos de gancho para su desenganche rápido inmediatamente antes de que sean apoyados definitivamente en obra.

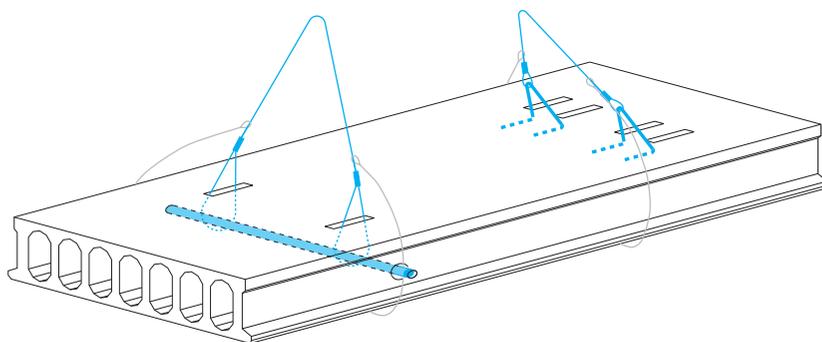


Fig. 2.19 Agujeros para levantar las losas con cable y barra de bloqueo, o con horquillas de acero probadas y certificadas. Véanse los cables de seguridad que deben ser desenganchados antes de apoyar la losa.

2.3.6 Agujeros para descargar aguas meteóricas

Con frecuencia las losas huecas cuando ya están en la obra quedan expuestas a la lluvia antes de recibir la capa de impermeabilización, de manera que entra en los alvéolos una importante cantidad de agua de lluvia.

En realidad la superficie superior de las losas aunque lleve una capa de hormigón, siempre presenta discontinuidades debidas a la contracción diferencial de los vertidos de integración o a la microfisuración para los cuales es más permeable que la superficie inferior compacta de manera uniforme y aún más impermeable gracias al pretensado.

En las regiones de clima templado o cálido el agua que hay en los alvéolos puede provocar el fastidioso inconveniente de la gotera que se puede manifestar incluso después que haya pasado mucho tiempo de la colocación en la obra y del vertido adicional.

En las regiones de clima más frío el agua puede transformarse en hielo y provocar antiestéticas marcas longitudinales en el hormigón de la losita inferior.

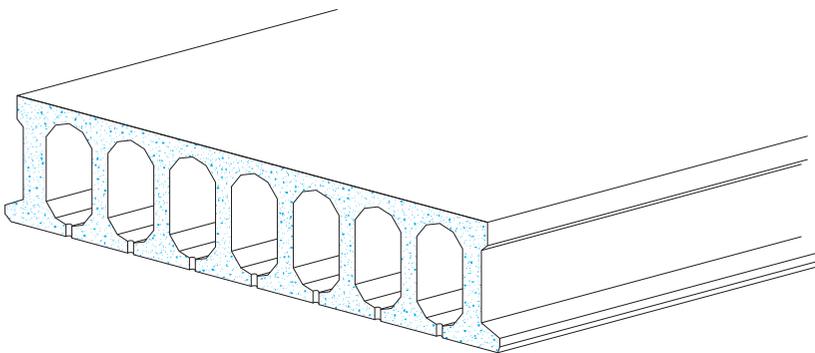


Fig. 2.20 Agujeros realizados para la descarga de aguas pluviales con diámetro de aproximadamente $6 \div 8$ mm.

Evidentemente incluso en este caso el defecto no afecta a la estática de la placa porque no se produce ninguna variación en la superficie pretensada. Estos inconvenientes pueden evitarse haciendo agujeros en el intradós de cada alvéolo en todas las losas inmediatamente después de haberlas recibido (Véase la fig. 2.20).

Para ello existe un aparato especial formado con una batería de taladros de percusión adaptados para agujerear el intradós de las losas cada vez que lo soliciten los clientes.

2.3.7 Tapones para los orificios

En caso de utilizar losas huecas de espesor superior a 20 cm, en presencia de vigas vertidas en obra o de zunchos transversales, se recomienda tapar los orificios por el extremo de la losa y al final de las ranuras para que el hormigón vertido in situ no penetre haciéndolas más pesadas de manera inútil.

Los tapones de espuma de poliestireno expandido, de plástico estampado o esponjoso normalmente se colocan al nivel del extremo de la losa.

Únicamente en caso de losas sin apoyo directo sobre vigas vertidas en obra, es indispensable, para colgar las losas, que el tapón esté colocado dentro del orificio a una distancia del extremo por lo menos igual al espesor de la losa.

El tapón no debe ser desplazado hacia el interior del orificio a causa de la vibración que se produce durante el vertido, por lo que es necesario comprimirlo durante su introducción en el orificio o mantenerlo en posición mediante algún dispositivo de bloqueo.

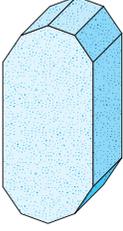
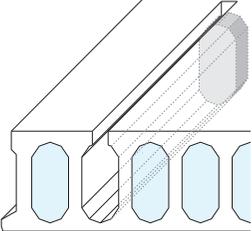
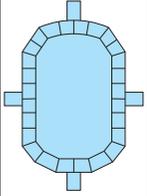
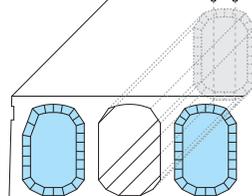
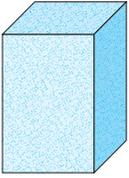
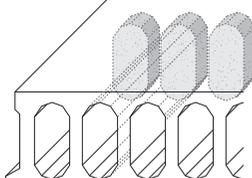
	<p>Tapón de espuma de poliestireno expandido. Se coloca al nivel exterior del extremo de la losa y al final de las ranuras.</p>	
	<p>Tapón de plástico estampado. Se coloca al nivel exterior del extremo de la losa o, en caso de colocarlo en el interior, se mantiene en su posición mediante un par de alambres verticales introducidos desde la parte superior de la losa aún fresca.</p>	
	<p>Tapón esponjoso de espuma de poliuretano que se utiliza exclusivamente dentro del orificio. Mantiene su posición por la fuerza de expansión que ejerce.</p>	

Fig. 2.21 Ejemplos de tapones para cerrar de los orificios

2.3.8. Dispositivos para nivelar las contraflechas que no son iguales

A causa de las tolerancias de producción normales, de los distintos tiempos de producción y, a veces, a causa de las distintas posiciones de los elementos ya fabricados apilados en la explanada donde se almacenan al sol o a la sombra, pueden aparecer distintos valores de pretensado y de fluencia entre losas del mismo tipo y con idéntica armadura y por lo tanto pueden mostrar durante su montaje distintas contraflechas que se pueden observar en el intradós entre losas adyacentes.

Las excesivas diferencias de contraflecha pueden corregirse y transformarse en valores aceptables mediante la utilización de dispositivos especiales que deben aplicarse antes del vertido de las juntas de unión longitudinales (Véase la fig. 2.22).

Los dispositivos que figuran a continuación actúan de manera muy eficaz cuanto más delgadas sean las losas. Normalmente son pernos de anclaje o barras de acero.

En caso de losas de gran espesor o de delgadez limitada deben aplicarse dos o tres tirantes alineados para reducir un solo escalón.

Naturalmente debe aislarse el tirante del hormigón vertido para poderlo desmontar fácilmente en cuando el vertido circunstante esté suficientemente endurecido, es decir tras 3 ÷ 4 días.

Como alternativa a los tirantes se pueden utilizar barras redondas de acero para mantener en una buena posición el perfil lateral de las losas que no estén alineadas.

La losa más baja debe ser forzada hacia arriba y bloqueada por una o dos barras. Debe ser adaptada la forma del perfil para facilitar el bloqueo.

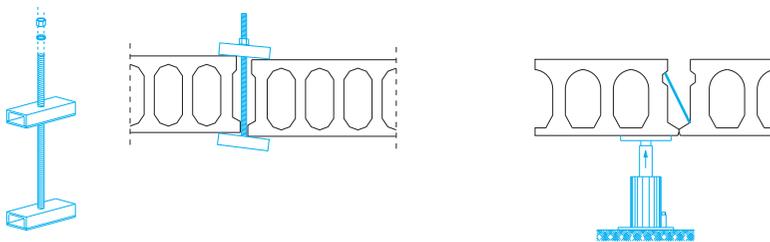


Fig. 2.22 Ejemplo de tirante y ejemplo de barra redonda de acero de $\varnothing 16$ mm para nivelar las contraflechas que no son iguales.

2.4 Tolerancias

Las dimensiones geométricas de las losas huecas y las coordenadas espaciales de su posicionamiento pueden alejarse ligeramente de los valores nominales del diseño a condición de que las variaciones dimensionales sean aceptables para la estructura en fase de construcción. Estas variaciones dimensionales se denominan tolerancias.

Para productos con función estática las tolerancias dimensionales deben ser definidas en los diseños de la estructura con el objeto de no comprometer la seguridad del edificio en sus distintas fases de vida.

Existen tres tipos de tolerancias que alguna vez tienden a sumarse agravándose mutuamente:

- las tolerancias de producción del elemento prefabricado (tolerancias dimensionales);
- las tolerancias de montaje en obra del elemento prefabricado;
- las tolerancias entre los interejos de las estructuras portantes preparadas en obra para recibir el elemento prefabricado.

El técnico encargado del diseño siempre debe indicar claramente todos estos límites de tolerancia en función del tipo de estructura portante. Se tendrá que tener en cuenta dichos valores en las verificaciones de seguridad.

Por sistema, se adoptarán las tolerancias indicadas a continuación extraídas del EUROCODIGO 2 ENV 1992-1-1, de la Norma prov. EN 1168 y del documento FIP – QUALITY ASSURANCE OF HOLLOW CORE SLAB FLOORS.

Se acepta que el técnico del diseño o el productor de los elementos prefabricados, adopten valores de tolerancias distintos de los indicados, con tal de que queden claramente señalados en los diseños y a condición de que todo el proyecto sea conforme a los valores previstos.

En lo que respecta a otros problemas de aceptabilidad de las losas huecas el proyectista podrá consultar el documento FIP: “QUALITY ASSURANCE OF HOLLOW-CORE SLAB FLOORS” que se adopta a veces como documento de referencia contractual en las cláusulas de suministro de la losa hueca.

2.4.1 Tolerancias dimensionales y de montaje

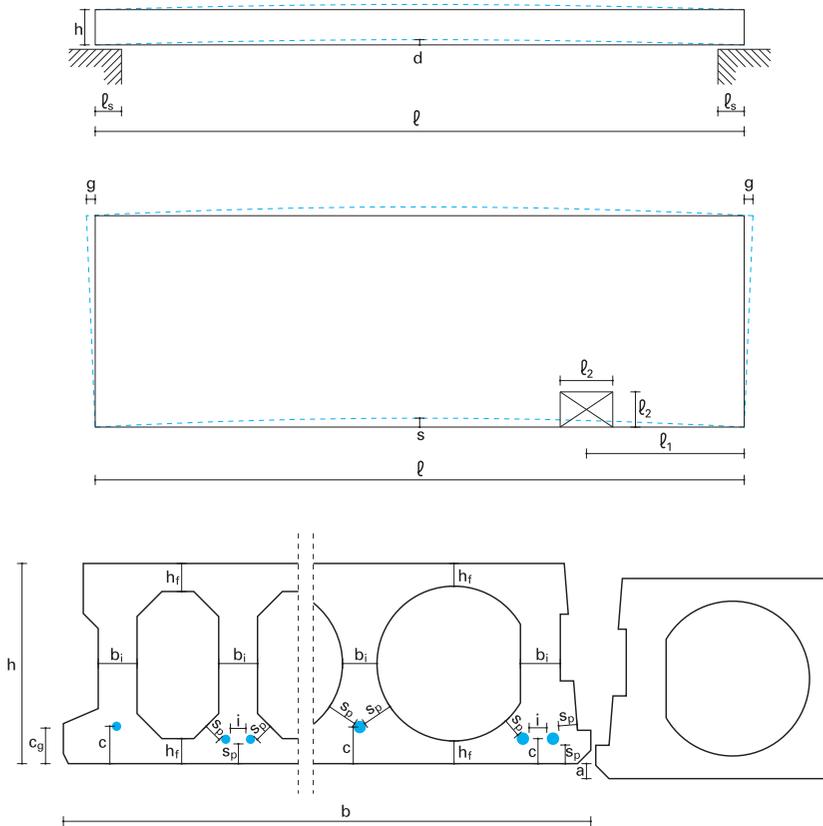


Fig. 2.23 Referencias geométricas para las tolerancias dimensionales y de montaje.

Variaciones máximas:

- 1) Largo (l) de la losa (EN 1168 pár. 4.3.1.4.3.) ± 25 mm
 Cuando la medida de apoyo es mínima se recomienda una tolerancia muy reducida.
 (FIP ASSURANCE Tabla 4 punto 1)
- 2) Ancho (b) por losa estándar (EN 1168 pár. 4.3.1.4.3) ± 5 mm
 Para submódulo de losa ± 15 mm ÷ ± 25 mm
 (FIP ASSUR. tabla 4 punto 2)
 La anchura se mide en el punto más ancho de la losa
- 3) Espesor (h) -5 mm + 10 mm
 para $h \leq 150$ mm ± 15 mm
 para $h = 440$ mm
 Para otros espesores se interpolará linealmente
 (EN 1168 pár. 4.3.1.4.1.a)
- 4) Espesor del nervio (b_i)
 un nervio (b_i) - 10 mm
 espesor global de los nervios (b_w) - 20 mm
 (En 1168 pár. 4.3.1.4.1b)
- 5) Espesor de las lositas (h_f) sobre y bajo los orificios
 Una losita (h_f) - 10 mm + 15 mm
 valor medio (sobre y bajo los orificios) - 5 mm
 (EN 1168 pár. 4.3.1.4.1.c)
- 6) Posicionamiento de la armadura de pretensado inferior.
 Torón o alambre individual (c_i)
 para $h \leq 200$ mm ± 10 mm
 para $h > 200$ mm ± 15 mm
 Baricentro de los torones (c_g) ± 7 mm
 (EN 1168 pár. 4.3.1.4.1.d)

7) Recubrimiento de la armadura de pretensado (s_p) y espacio (i) entre los torones Variación respecto a los valores mínimos del diseño con control de producción garantizado (EC2 ENV 1992-1-1 pár. 4.1.3.3 punto 8)	- 5 mm
8) Descuadre del corte (g) FIP ASSURANCE Tabla 4 punto 6)	10 mm
9) Desalineación (s) (FIP ASSURANCE Tabla 4 punto 7) para $l \leq 12$ m para $l > 12$ m	5 mm 10 mm
10) Contraflecha (d) Variación del valor de cálculo Variación comprendida entre La contraflecha máxima debe ser limitada a (FIP ASSURANCE Tabla 4 punto 8)	$\pm 1/1000$ $\pm 6 \text{ mm} \div \pm 15 \text{ mm}$ 1/300
11) Agujeros, cortes y placas de sujeción (l_1 y l_2) Agujeros practicados en el hormigón fresco Agujeros practicados en el hormigón endurecido Placas de sujeción ancladas en la obra (FIP ASSURANCE Tabla 4 punto 9)	± 25 mm ± 15 mm ± 20 mm
12) Displaneidad de la losa por torsión helicoidal Máxima variación respecto a la planeidad (FIP ASSURANCE Tabla 4 punto 10)	15 mm

- 13) Penetración total Δl_0 admisible de los torones en los dos extremos de una losa (Véase la tabla 2.3) (para el cálculo Véase EN 1168 pár. 4.2.3.2 y EC 2 ENV 1992-1-1 pár. 4.2.3.5.6 punto 4 y Tabla 4.7)

Los valores indicados son válidos en las circunstancias siguientes:

- clase del hormigón al destensar los torones $C = 35 \text{ N/mm}^2$
- tensión en el acero después de destensar $\sigma_{\text{pmo}} = 125 \text{ N/mm}^2$
- límite superior de la longitud de anclaje $l_{\text{bpd}} = 70 \phi$

Tabla 2.3 (Véase el ejemplo de cálculo 3.5 en el pár. 3.5.4.)

Armadura	ϕ nominal	Δl_0 medio	torón individual 1,3 Δl_0
Trenza 3 ϕ 3	ϕ 6,5 mm	1,4 mm	1,8 mm
Torón 3/8"	ϕ 9,3 mm	2,0 mm	2,6 mm
Torón 1/2"	ϕ 12,5 mm	2,6 mm	3,4 mm
Torón 0,6"	ϕ 15,2 mm	3,1 mm	4,1 mm

- 14) Medida de apoyo $l_{s \text{ min}}$
 EC2 ENV 1992-1-1 pár. 4.5.5.2. 65 mm ÷ 100 mm
 Variación máxima en la obra -25 mm
 Norma Italiana D.M. del 03.12.1987 (pár. 2.4.1).
 Apoyo mínimo definitivo in situ 50 mm
 Apoyo mínimo provisional in situ 30 mm
- 15) Diferencia de contraflecha (a) entre losas adyacentes
 El escalón es aceptable siempre que sea inferior a 1/1000
 O bien cuando es inferior a un valor definido en el contrato y previamente elegido
 entre los valores límite 8 mm y 15 mm
 (FIP ASSURANCE pár. 6.1.3)
 Dichos valores son aceptables incluso como diferencia residual tras el posible ajuste realizado en obra.

Capítulo 3°

PARTICULARIDADES ESTATICAS

3.1 Generalidades

La losa hueca pretensada al salir de la planta de producción puede funcionar perfectamente como estructura horizontal apta para soportar, simplemente apoyada por sus extremos, las sobrecargas para las cuales ha sido diseñada.

Sin duda la aplicación más sencilla y más extendida de la losa hueca es la formación de forjados simplemente apoyados sin que sea necesario el vertido en la obra, salvo para el macizado de las uniones longitudinales existentes entre losa y losa.

Para optimizar el uso de las losas se aconseja la realización de diseños más desarrollados.

Por ejemplo es posible vincular las losas a las estructuras que las rodean para obtener funciones estáticas más complejas, pero adecuadas a las exigencias cada vez más frecuentes para realizar edificios estructuralmente monolíticos y duraderos en el tiempo.

Por consiguiente se aconseja realizar diseños para crear vínculos de empotramiento, la continuidad estática entre las losas, la distribución transversal de las cargas concentradas, el soporte de las losas en apoyos indirectos en vigas hechas en obra, el efecto diafragma incluso para edificios antisísmicos.

Con este objeto es fundamental el conocimiento profundo de las particularidades estáticas y de los distintos tipos de conexión que se tratan en este capítulo y en el próximo para poder afrontar, con la colaboración del productor de losas, los infinitos casos particulares para los cuales se requiere una determinada solución de ingeniería de buen nivel.

3.2 La losa hueca con capa superior

La losa hueca normalmente no necesita una capa superior, que en cambio si está prevista en los casos en que se requiere una resistencia superior a la que puede admitir una losa sin capa, o cuando el diseño tiene prevista una armadura transversal constituida normalmente por una malla electrosoldada amarrada en la capa.

En realidad la capa superior colaborante aunque sea de un hormigón de una resistencia característica de la mitad de la del hormigón del producto prefabricado, aumenta la inercia del forjado haciendo que pueda soportar sobrecargas mayores de las que podría soportar el mismo forjado sin capa.

La capa mejora la rigidez total del forjado y, especialmente si está armada, aumenta sensiblemente la distribución transversal de las cargas concentradas.

Además favorece el comportamiento como diafragma (Véase el D.M. 09.01.96 pár. 7.3.1).

Por consiguiente las losas huecas utilizadas para la realización de pasarelas generalmente tienen capa colaborante armada.

En los forjados de los edificios industriales y de los aparcamientos en que las cargas son móviles la capa armada colaborante de las losas huecas suele fratasarse con cuarzo para tener un buen acabado del pavimento a bajo precio.

El D.M. 09.01.1996 (pár. 7.3.4) prescribe que la capa adicional vertida en obra para ser estáticamente colaborante, debe tener un espesor no inferior a 4 cm y debe llevar una armadura de malla electrosoldada.

La Norma Italiana D.M.del 03.12.87 (par. 2.11.1.3) prescribe, que es obligatorio, que para los forjados formados de elementos prefabricados en zonas sísmicas, haya un vínculo que pueda transmitir las fuerzas horizontales sin tomar en consideración las fuerzas de fricción.

Para forjados de losas huecas en zona sísmica, suele ser muy conveniente prever una armadura transversal de unión entre los zunchos perimétricos y dicha armadura suele introducirse en la capa.

3.2.1. Tensiones tangenciales entre los vertidos en obra y las losas prefabricadas

Es fundamental prestar atención a los problemas de solidarización de la capa vertida en obra y la superficie superior del elemento prefabricado ya curada, así como entre el vertido armado de una ranura o de una unión longitudinal y el elemento mismo.

El D.M. 09.01.1996 en el pár. 7.1.6.2 prescribe la necesidad de comprobar que la tensión tangencial de servicio media, entre un elemento prefabricado y el hormigón vertido en obra, sea inferior a $0,30 \text{ N/mm}^2$ para superficie de contacto lisa y a $0,45 \text{ N/mm}^2$ para superficie rugosa.

La Norma Europea ENV 1992-1-3 es mucho más cauta en este tema porque en el punto 4.5.3.3 prescribe que entre un hormigón prefabricado y uno vertido en obra (es decir, también entre la capa y la losa hueca o entre el vertido de una ranura y el hormigón prefabricado de contorno), la tensión tangencial calculada en la unión no debe superar el siguiente valor en el Estado Límite Último (E.L.U.):

$$\tau_{sdj} = \tau_{Rdj} / 1,5$$

con

$$\tau_{Rdj} \leq k_t \tau_{Rd} + \sigma_N + \rho f_{yd} (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

y por lo tanto, en presencia de uniones metálicas entre losa y capa, debe verificarse también esta otra limitación

$$\tau_{Rdj} \leq 0,5 \sqrt{f_{cd}}$$

donde

τ_{Rdj} = tensión tangencial de deslizamiento por unidad de superficie en el E.L.U.

V = factor de eficiencia $\sim 0,5$

f_{cd} = valor de cálculo de la resistencia cilíndrica a compresión del hormigón de la capa o del vertido en la unión entre dos placas y en las ranuras. Véase la tabla 5.2 en el siguiente capítulo 5º).

k_t = 1,4 e = 0,6 para superficies de extrusión o trefiladas (ENV 1992-1-3, pár. 4.5.3.2. punto 1 o 3)

k_t = 1,8 e = 0,7 para superficies rugosas con al menos 3 mm de profundidad

τ_{Rd} = resistencia unitaria a corte de cálculo de referencia (los valores figuran en la Tabla 5.2 en el siguiente capítulo 5º)

σ_N = tensión por unidad de superficie de una fuerza vertical externa (si existe) positiva si es de compresión y negativa si es de tracción. En cada caso $\sigma_N \leq 0,6 f_{cd}$

ρ = A_s/A_c con A_s = área de la armadura pasiva que atraviesa la superficie de la unión (si existe)
e A_c = área tomada en cuenta para el esfuerzo cortante

f_{yd} = valor de cálculo de la resistencia a tracción de la armadura pasiva

α = ángulo entre la armadura y la superficie de la unión

= coeficiente de fricción.

A falta de uniones metálicas y de fuerzas verticales externas debe ser

$$\tau_{Rdj} \leq k_t \tau_{Rd}$$

Esto significa que en presencia de una capa formada por hormigón de resistencia característica cilíndrica/ cúbica C 25/ 30 se tiene (Véase la tabla 5.2 en el siguiente capítulo 5º):

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}\tau_{Rd} &= 0,28 \text{ N/mm}^2 \\ f_{cd} &= f_{ck}/\gamma_c = 15,6 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

Para los cuales la tensión máxima τ_{Rdj} de deslizamiento entre los hormigones en E.L.U. será:

- para superficie de extrusión o trefilada ($k_t = 1,4$)
 $\tau_{Rdj} \leq 0,39 \text{ N/mm}^2$ y $\tau_{sdj} \leq 0,26 \text{ N/mm}^2$
- para superficie rugosa con al menos 3 mm de profundidad ($k_t = 1,8$)
 $\tau_{Rdj} \leq 0,50 \text{ N/mm}^2$ y $\tau_{sdj} \leq 0,33 \text{ N/mm}^2$
- en presencia de uniones metálicas puede ser
 $\tau_{Rdj} \leq 3,90 \text{ N/mm}^2$ y $\tau_{sdj} \leq 2,60 \text{ N/mm}^2$

El valor máximo $\tau_{sdj} \leq 0,26 \text{ N/mm}^2$ puede ser considerado aceptable incluso para el vertido de las ranuras que contienen armaduras de acero pasivo, con tal de que no exista la posibilidad de fisuras longitudinales. En cambio en el caso de la unión longitudinal vertida entre dos losas adyacentes y que contienen armadura de unión debe preverse el valor mucho más limitativo:

$$\tau_{Rdj} \leq 0,1 \text{ N/mm}^2 \text{ y } \tau_{sdj} \leq 0,066 \text{ N/mm}^2$$

como se prescribe en el párrafo 4.5.3.3 punto 106 de la Norma ENV 1992-1-3.

Volviendo al caso de la superficie de contacto entre la capa de vertido y la superficie superior de la losa hueca, aquella es tan grande que en los casos prácticos el valor de la tensión tangencial siempre es $\tau_{sdj} < 0,20 \text{ N/mm}^2$.

Parece que de esta manera el funcionamiento estático siempre está a salvo, incluso con la superficie del producto que no sea rugosa, pero en algunos casos concretos puede verificarse el fenómeno de separación de la capa de la losa en determinadas situaciones como:

- excesiva esbeltez del forjado que sufre importantes deformaciones al pasar cargas móviles;

- presencia de cargas vibrantes o cíclicas que producen pérdidas de adherencia por fenómenos de fatiga y/o de distinta respuesta elástica entre el hormigón de la capa y del prefabricado;
- presencia de polvos o impurezas sobre la superficie de las losas antes del vertido de la capa.
- presencia de agua estancada sobre la superficie de las losas antes del vertido.

Para eliminar que se lleguen a producir esta separación siempre es preferible ranurar convenientemente la superficie superior de los elementos prefabricados mediante el rastrillo especial aplicado por la máquina de producción, y además se aconseja limpiar las superficies antes del vertido de la capa sin que quede agua estancada.

En presencia de tensiones de deslizamiento $\tau_{sdj} > 0,20 \text{ N/mm}^2$ se aconseja la introducción de conectores de unión colocados en las uniones o en las juntas o en las ranuras de los extremos de la losa.

Tal y como se indica en la fig. 3.1 dichos conectores deben salir del estradós de las losas huecas para anclar la capa.

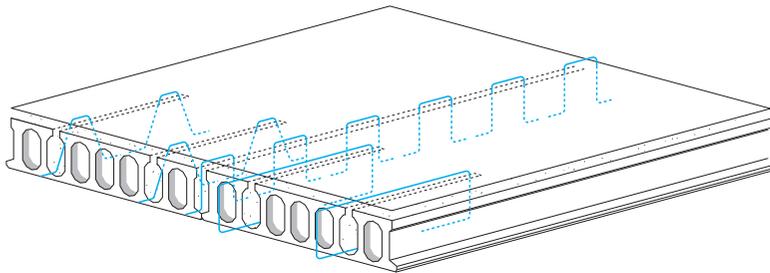


Fig. 3.1 Armaduras de unión entre la losa hueca y la capa colaborante vertida en obra.

Puede ser necesaria la comprobación ulterior de la armadura de la capa y del conector de unión debido a las sollicitaciones denominadas de segundo orden, cuando se supera el 50% de los esfuerzos cortantes admisibles o el 30% de los esfuerzos admisibles para la compresión axial en la capa por los siguientes motivos:

- las tracciones en la capa debidas a la retracción de la misma respecto al prefabricado ya curado, podrían exigir una armadura adicional en los apoyos (sin embargo, estas tracciones podrían compensarse parcialmente por la fluencia en el hormigón del prefabricado y por la consiguiente mayor compresión de la capa bajo cargas de servicio);
- la inestabilidad elástica de la capa excesivamente comprimida por cargas de servicio podría exigir cierta unión adicional entre la capa y el prefabricado por la parte media del forjado.

3.3. Espesor del forjado

En el apartado Razones Técnicas del párrafo 1.2. anterior se explica de qué manera la losa hueca, a igualdad de momento de inercia respecto a otros tipos de forjados, es más rígida y está mucho menos sujeta a deformaciones diferidas en el tiempo, debido a una muy elevada resistencia del hormigón y a un mayor módulo elástico.

Por estas razones la losa hueca puede tener espesores sensiblemente reducidos respecto a otros tipos de forjados con igualdad de luz y de sobrecargas.

La posibilidad de disponer de losas de espesor muy reducido es de importancia capital en edificios con volumetrías o alturas estrechamente relacionadas y también en obras subterráneas donde cada centímetro de excavación, que se llega a evitar, supone un considerable ahorro.

Sin embargo, debe prestarse mucha atención en la aplicación de losas huecas demasiado esbeltas para no caer en la aparición de los siguientes inconvenientes, tanto estéticos como técnicos:

- contraflechas excesivamente acentuadas;
- diferencias de contraflecha visibles en el intradós entre losa y losa que son más acentuadas entre las losas esbeltas;
- posibilidad de separación entre el elemento prefabricado demasiado esbelto y una posible capa superior (según lo tratado en el párrafo 3.2.1. anterior);
- posibilidad de fisuración en los tabiques rígidos o acristalados;
- posibilidad de mal funcionamiento de las puertas y de las ventanas.

Respecto a la funcionalidad y al aspecto estético de la estructura la Norma italiana (D.M. del 09.01.96 (cap. 7) prescribe las relaciones entre luz de cálculo y espesor de la losa l_c/h que se consideran adecuadas para garantizar los requisitos de rigidez suficientes.

Concretamente para las losas huecas, deben considerarse válidas las siguientes prescripciones (D.M. 09.01.96):

Para forjados de losas huecas sin capa colaborante (pár. 7.3.2.) deben respetarse las siguientes proporciones en relación con el espesor:

- forjados de apoyo simple $l_c/h \leq 35$
- forjados parcialmente empotrados o en continuidad $l_c/h \leq 42$

Para forjados de losas huecas con capa colaborante (pár. 7.1.4.2.) se respetan las siguientes relaciones:

- forjados de apoyo simple $l_c/h \leq 30$
- forjados parcialmente empotrados o en continuidad $l_c/h \leq 36$

El art. 7.3.2. admite omitir las prescripciones mencionadas para los forjados de cubierta simple, siempre que no se trate de cubiertas planas de edificios de tipo civil que prevén tabiques o particiones interiores porque en tal caso se aconseja atenerse a las relaciones susodichas.

El mismo artículo admite la omisión de los límites mencionados, también en caso, de que una buena experimentación en prototipos esté basada en cálculos que tengan en cuenta los comportamientos no lineales de la fisuración y de la deformación viscosa.

En tal caso, tanto la experimentación como el cálculo, deberán demostrar que:

- a) la flecha instantánea debida a las acciones permanentes
más todas las acciones variables es $f_{is} \leq l_c/1000$
- b) la flecha a plazo infinito debida a las acciones
permanentes y a 1/3 de todas esas variables es $f_{\infty} \leq l_c/500$

Naturalmente las flechas que se consideran aquí se calculan a partir de la situación del forjado en obra sin carga y se medirán por el descenso de la sección central del forjado bajo las cargas permanentes y ocasionales previstas en a) y b), sin tener en cuenta las posibles contraflechas iniciales de las losas sin carga.

Si el ensayo no se realiza en la obra sino en el suelo o en laboratorio con losas sueltas, deberán reconstituirse los vínculos en los apoyos como si el forjado estuviese en la obra.

En lo que respecta a los espesores mínimos de los forjados de cubierta simple, aunque no estén expresamente previstos en las normativas, se considerarán admisibles las siguientes relaciones:

- para cubiertas de simple apoyo $l_c/h \leq 50$
- para cubiertas en continuidad $l_c/h \leq 55$

Hay que señalar al proyectista el problema de las cubiertas planas demasiado esbeltas que, sometidas a cargas de muy escasa frecuencia, pueden transformarse en auténticas balsas sin poder desaguar las aguas pluviales. Para este tipo de cubiertas se aconseja los límites de esbeltez normales para losas portantes.

La relación de esbeltez de las losas huecas utilizadas como paredes de taponamiento puede ser $l/h \leq 60$

3.4 El núcleo de unión

El buen funcionamiento estático de la losa hueca depende, en gran medida, de la eficacia del núcleo de unión realizado, con el vertido en obra, en la junta que queda al adosar dos placas con los laterales bien perfilados.

Esta unión contribuye con gran eficacia a garantizar el monolitismo del conjunto del forjado para distribuir transversalmente las cargas concentradas obteniendo una colaboración efectiva de las losas adyacentes según las líneas de influencia verificadas mediante la realización de pruebas.

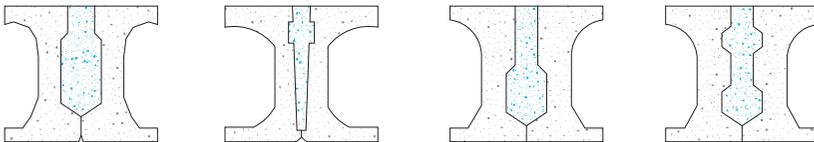


Fig. 3.2 El núcleo de unión.

El núcleo de unión funciona como una bisagra cilíndrica capaz de transmitir los esfuerzos cortantes verticales, pero en cambio no los momentos de flexión.

Evidentemente el forjado de losas huecas puede considerarse teóricamente como una sujeción de vigas unidas mediante bisagras cilíndricas.

Esta es la descripción teórica del comportamiento de la estructura y será de mayor exactitud cuanto mayor sea la posibilidad de asimilación de las losas huecas individuales con las vigas.

En cambio, cuando las losas huecas se parecen más a losas que a vigas, es preciso considerar el forjado como una sucesión de losas unidas mediante bisagras cilíndricas (Véase la fig. 3.3).

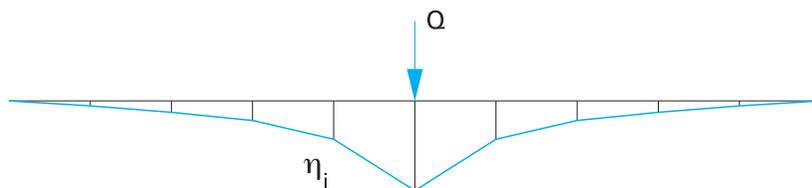


Fig. 3.3 Línea de influencia de una carga concentrada en una superficie de losas huecas con funcionamiento de losas articuladas. (Prof. A. Migliacci – 1967 – Politécnico de Milán)

El reparto de las cargas en sentido transversal también depende del número de losas adyacentes con la unión con una carga directa: el reparto queda perjudicado si la línea de carga no tiene en ambos lados un tramo de forjado suficientemente largo.

Cuando un forjado de losas huecas tiene una capa superior colaborante armada con malla electrosoldada, el núcleo de unión funciona como una bisagra cilíndrica solo en caso de inflexión hacia abajo, mientras quedan contrarrestadas por la resistencia a tracción de la armadura de la capa las inflexiones hacia arriba.

En este caso el núcleo de unión además de transmitir fuerzas cortantes, también transmite momentos negativos transversales (Véase la fig. 3.4).

En caso de que el núcleo de unión deba contener acero pasivo de armadura para zunchados, según la Norma Italiana D.M. del 03.12.87 (pár.

2.11.1.b) se considerará que es un cordón y que tiene que tener una anchura mínima de 5 cm y central de 8 cm (Véase la fig. 3.5).

Estas dimensiones del núcleo de unión para armaduras pasivas son válidas sobre todo en zonas de riesgo sísmico, pero también son aconsejables en zonas que no sean sísmicas por las siguientes razones:

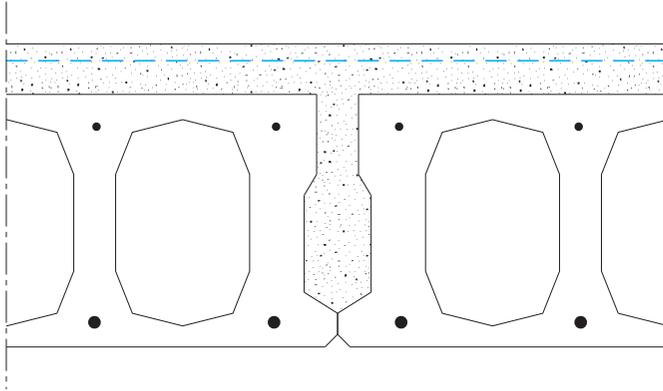


Fig. 3.4 Núcleo de unión con capa superior armada o no armada

- en la parte superior de la unión normalmente se pone parte de la armadura de continuidad de las losas. Es necesario que dicha armadura quede bien recubierta con hormigón;
- en la parte superior o inferior de la unión se pone la armadura de acoplamiento de la losa hueca y las vigas sin apoyo para la losa. El recubrimiento de dicha armadura garantiza una máxima funcionalidad y protección;
- deberá ponerse en obra, correspondiendo con los apoyos existentes y al nivel más bajo de la ranura de unión, parte de las armaduras de resistencia a cortante (D.M. del 09.01.1996 pár. 5.3.1.) y es fundamental que las armaduras queden bien recubiertas de hormigón.

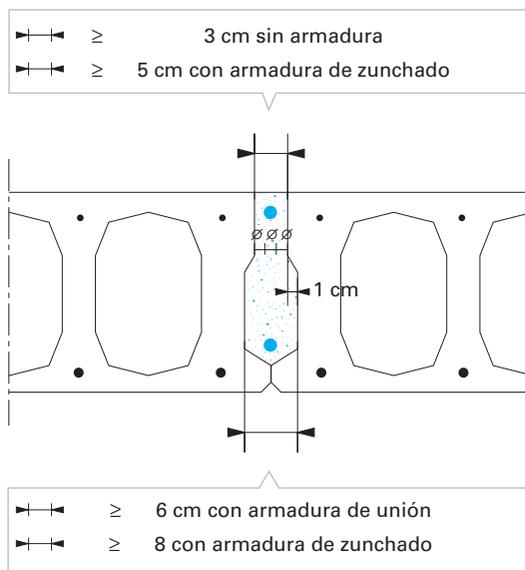


Fig. 3.5 Núcleo de unión. Dimensiones mínimas con armadura de unión y cuando se prevén armaduras de zunchado (D.M. del 03.12.87 pár. 2.11.2 b apartado 3).

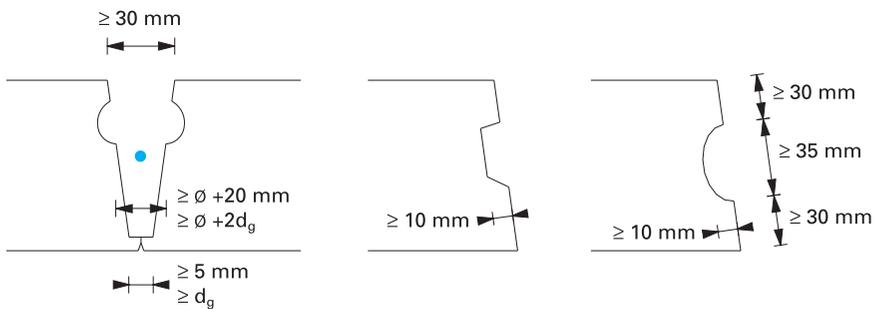


Fig. 3.6 Núcleo de unión. Perfil y dimensiones mínimas (Propuestas por la Norma pr. EN 1168 pár. 4.3.4 y Anexo Informativo A).

Debe prestarse especial atención durante la realización del vertido de las uniones longitudinales, para que los esfuerzos cortantes puedan ser transmitidos correctamente.

La Guía FIP “Quality Assurance” en el pár. 6.3 prescribe la clase mínima del hormigón (C20 ÷ C25), el diámetro máximo del árido (se aconseja que no sea superior a 8 ÷ 10 mm), la consistencia del hormigón, la limpieza de la ranura y sobretodo, que el conglomerado final no tenga fisuras de retracción.

No debe de extrañar la baja clase mínima del hormigón para el macizado prescrita en la Guía FIP porque en realidad, para la transmisión de los esfuerzos cortantes dicha resistencia característica resulta suficiente, habida cuenta de la extensión, en cuanto a la longitud del núcleo de vertido. En caso de cargas cíclicas o vibrantes habrá que recurrir a hormigones más resistentes y tal vez a la colocación de conectores de unión transversal.

La importancia de las eventuales armaduras de unión o de continuidad en los núcleos de unión, puede determinar la adopción de un hormigón de clase C25 ÷ C30.

A modo de inciso hay que señalar que en este texto se ha adoptado la expresión unión en vez de la más frecuente “junta”, ya que por definición, por “unión” se entiende enlace entre partes estructurales adecuadas para la transmisión de solicitaciones. En cambio por “juntas” se entiende espacios entre partes estructurales que pueden admitir desplazamientos mutuos sin transmisión de solicitaciones.

3.5 El pretensado

La armadura principal de la losa hueca está formada de alambres o torones de acero de alto límite elástico, colocados principalmente, debajo de las almas verticales donde la sección del hormigón permite recubrir el acero de forma óptima.

Las armaduras siempre son rectilíneas y abarcan el elemento prefabricado en toda su longitud.

Los alambres o torones, pretensados antes del vertido, una vez liberados de los anclajes, ejercen una fuerza que por la adherencia del acero con el hormigón endurecido, pretensa la sección induciendo tensiones de compresión que son más elevadas en el borde inferior y que en cambio son moderadas o de tracción limitada en el borde superior.

Por consiguiente, en las fases de colocación y servicio, el pretensado se opone a los momentos de flexión positivos neutralizando las tensiones de tracción que se inducirían en el elemento prefabricado en el borde inferior y reduciendo al mismo tiempo las tensiones de compresión en el borde superior.

En las losas huecas de menor espesor (más o menos hasta $h = 20$ cm) el baricentro del acero de pretensado permanece dentro del núcleo de inercia de la sección transversal y por lo tanto, el pretensado no genera tracciones en el hormigón del borde superior.

En las losas huecas con espesor de 25 cm o más, se verifica siempre que la posición del baricentro de los torones permanece debajo del núcleo de inercia, generando tracciones en el borde superior, tanto más importantes cuanto más grandes sean la excentricidad y la sección del acero pretensado (Véase la fig.3.7).

En dicho caso, se podrían observar fisuraciones durante el movimiento, el transporte, la elevación en la obra de los elementos prefabricados, cuando a las tracciones de pretensado se sumen las debidas al peso de los extremos que sobresalen excesivamente de los dispositivos utilizados para su elevación. Unas tracciones excesivas del hormigón en el borde superior generan en las losas contraflechas acentuadas que pueden ser reducidas mediante armaduras de pretensado posicionadas en la parte superior de la losa.

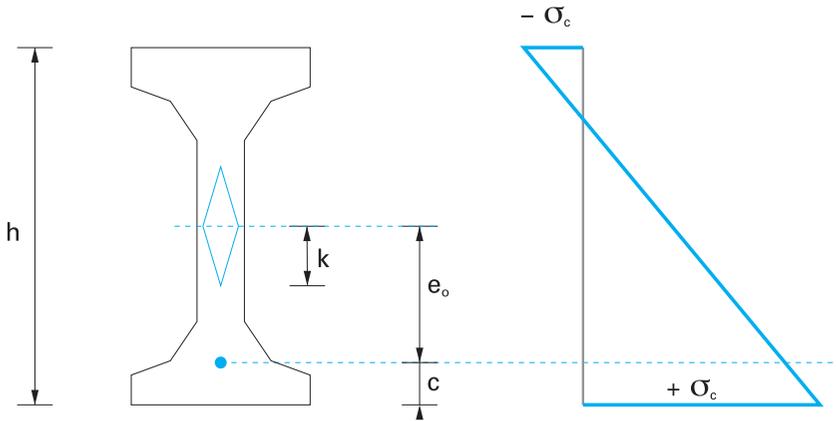


Fig. 3.7 El núcleo de inercia y la excentricidad de la armadura de pretensado.

El cálculo de la losa hueca pretensada considera toda la sección pretensada como totalmente reactiva, ya que limita las tracciones en el hormigón a valores aceptados en el campo elástico.

En las dos extremidades del elemento prefabricado en un tramo denominado “zona de anclaje” o “zona de transmisión” de la armadura pretensada, se observa el desarrollo del pretensado del valor cero hasta el valor de pretensado total (Véase la fig. 3.8).

Para la Norma Italiana D.M. del 14.02.92 (pár. 3.2.9), la longitud de la zona de anclaje equivale a 70 diámetros nominales del torón, mientras que para el Eurocódigo 2 ENV 1992-1-1 (pár. 4.2.3.5.6 tabla 4.7) esta longitud depende de las características superficiales del acero y de la resistencia característica real del hormigón en el momento de aplicación del pretensado, por lo que puede superar los 70 diámetros.

Para la Norma Italiana (D.M. del 14.02.1992 (pár. 3.2.9) la “zona de anclaje o transmisión” se considera no pretensada y por lo tanto debe verificarse a cortante como una sección de H°A° normal, cuya resistencia a tracción, se protege añadiendo barras de armadura pasiva que en la losa hueca se fijan en obra en las uniones longitudinales y en las ranuras.

Para la Norma Italiana D.A.N. (D.M. 09.01.96) y para el Eurocódigo 2 (ENV 1992-1-1 pár. 4.2.3.5.6), el pretensado en la zona de anclaje va del cero al 100% con ley parabólica que por mayor comodidad y como precaución, puede considerarse un aumento lineal con la longitud de anclaje prevista en la tabla 4.7 del pár. 4.2.3.5.6 anteriormente citado.

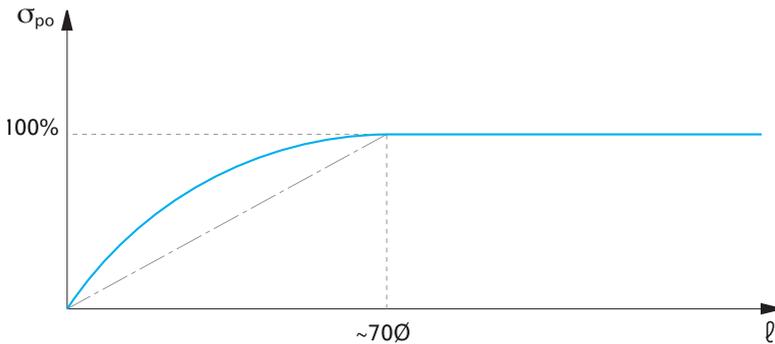


Fig. 3.8 Desarrollo del pretensado en zona de anclaje de los torones.

3.5.1 Tensiones de tracción en la zona de anclaje

El anclaje por adherencia de las armaduras de pretensado recibe considerable influencia del estado eventualmente fisurado de la zona de transmisión.

Por consiguiente, para evitar cualquier tipo de fisuración, es indispensable comprobar las tensiones de tracción en la zona de anclaje tal y como prescribe el Eurocódigo 2 ENV 1992-1-1 pár. 4.2.3.5.6 puntos 7,8 y 9 y la Norma Italiana D.M. 09.01.96 D.A.N. pár. 4.2.3.5.6.

A continuación se van a analizar las principales tensiones de tracción propias de la zona de anclaje de la losa hueca pretensada de que trata la Norma

pr. EN 1168, pár. 6.2.10 y el Documento FIP Quality Assurance, fig. 14 y Tabla 3.

Las siguientes tensiones de tracción pueden provocar situaciones de fisuración en zona de anclaje:

- tensiones de efecto cuña (“bursting” en inglés)
- tensiones de anclaje (“splitting”)
- tensiones verticales en las almas (“spalling”)

Las tensiones de efecto cuña (bursting)

Se producen con la penetración de los torones en el extremo de la losa. La punta del torón tensado, cortado con muela de disco puede ensancharse ligeramente convirtiéndose en una pequeña cuña que, entrando en la sección de hormigón, aunque sea poco, puede generar tensiones de tracción.

Los torones mal colocados en secciones de hormigón demasiado pequeñas pueden provocar fisuras de efecto de cuña tal y como se indica en la fig. 3.9.

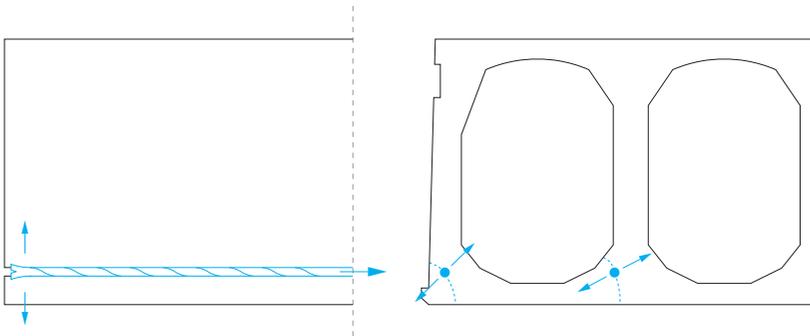


Fig. 3.9 Las tensiones de efecto cuña pueden provocar alguna pequeña fisura en el extremo de la losa hueca.

En general, los largos de las fisuras de este tipo no son superiores a $8 \div 10$ cm y su única consecuencia es la prolongación de la zona de anclaje cuanto más larga sea la fisura.

Estas fisuras en ocasiones pueden favorecer una penetración del torón superior a los valores aceptables (Véase el siguiente párrafo 3.5.4).

Estos inconvenientes, no se producen cuando se respetan los espesores de dos diámetros de recubrimiento de los torones, tal y como se indica en la fig. 2.11 y en el párrafo 2.2.4. anterior, ya que en ese caso el hormigón puede soportar fácilmente y sin problemas las tensiones de efecto cuña.

Las tensiones de anclaje (splitting)

Estas tensiones se producen por el desarrollo del pretensado en la zona de anclaje tal y como indica la figura 3.10.

El progresivo anclaje del torón determina la transferencia al hormigón de las fuerzas de pretensado.

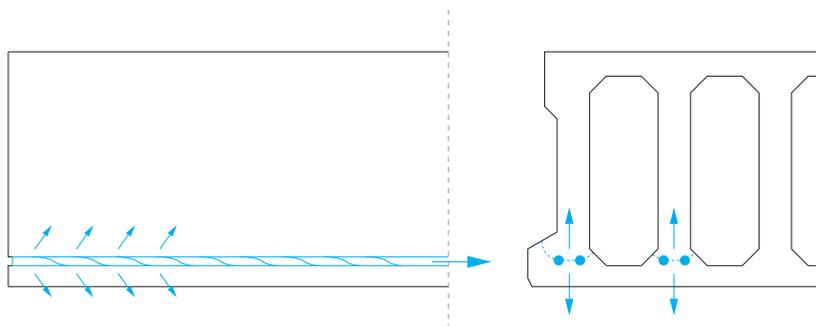


Fig. 3.10 Las tensiones de anclaje en el extremo de la losa hueca pueden provocar una pequeña fisura que une los torones que están demasiado juntos.

Estas fuerzas, de orientación inclinada, generan tensiones de tracción en el hormigón.

Si éstas últimas superan la resistencia a tracción característica, pueden provocar la aparición de alguna fisura horizontal típica que pasa de torón en torón e incluso llegar a provocar la separación de alguna parte del borde inferior de la sección.

Estos problemas como los de efecto cuña alcanzan una profundidad limitada y provocan daños estéticos en el extremo de la losa.

Como en el caso de efecto cuña, las posibles fisuras pueden prolongar la zona de anclaje en función del largo de la fisura y pueden favorecer una penetración de los torones superior a los valores aceptables.

Las tensiones de anclaje se evitan respetando la distancia entre los torones y los recubrimientos indicados en el párrafo precedente 2.2.4.

Los posibles problemas que se puedan producir afectan la zona de apoyo de la losa por lo que, dado que su extensión es muy limitada, la losa casi siempre resulta aceptable.

Las tensiones verticales en las almas (spalling)

No se confunden con las tensiones de anclaje porque se manifiestan sobre el eje de los torones en la zona de la sección transversal donde las almas del prefabricado tienen el mínimo ancho (Véase la fig. 3.11).

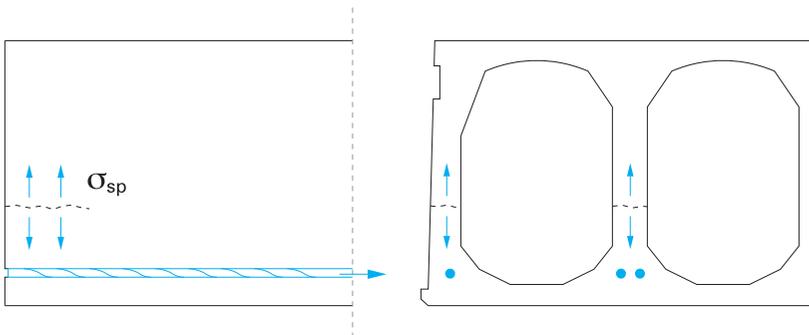


Fig. 3.11 Las tensiones verticales en las almas pueden provocar daños en el extremo de la losa hueca.

Estas tensiones también se deben al desarrollo del pretensado en el hormigón del extremo, cerca del cual, únicamente es pretensada la losita inferior con los torones. Esta zona de anclaje sufre una acción de flexión por esfuerzo de compresión, que tiende a separarla de la zona superior completamente inerte.

La aplicación de la flexión por esfuerzo de compresión se produce por líneas de flujo de tensiones de dirección no paralela al eje de la losa hueca (Véase la fig. 3.12).

Como consecuencia de ello se producen esfuerzos de tracción vertical muy acentuados en la sección de la extremidad de la losa, que se amortiguan rápidamente en las secciones limítrofes.

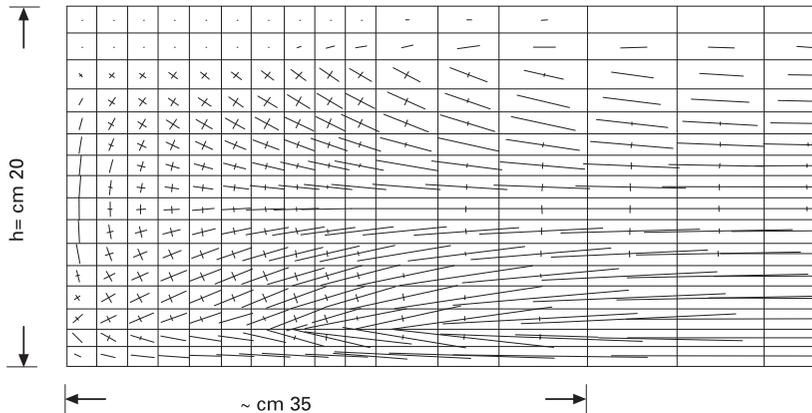


Fig. 3.12 Tensiones principales en el extremo de una losa hueca de 20 cm de espesor pretensada con trenzas de $3 \phi 3$ mm. Simulación en los elementos finitos con pretensado introducido en la base de la curva experimental de adherencia de la trenza de $3 \phi 3$ mm. (Prof. Ing. Franco Levi e Ing. Renzo Perazzone, abril de 1983). Los segmentos verticales o inclinados en negrita indican las tensiones de spalling a escala proporcional. Los segmentos horizontales o inclinados finos indican a escala proporcional las solicitaciones de pretensado.

En caso de exceso de armadura de pretensado, los esfuerzos de tracción, pueden llegar a superar la resistencia a tracción del hormigón en el momento del corte de cada elemento prefabricado, y pueden aparecer hendiduras horizontales que en Italia se suelen denominar “bocas de lobo” o “bocas de cocodrilo”.

Cuando se observa un inicio de fisuración en las almas se puede ver que en pocas horas la hendidura se alarga considerablemente.

Esto se ha verificado y ha sido confirmado con el cálculo en los elementos finitos simulando la apertura de una fisura horizontal que avanza gradualmente y calculando las tensiones en distintos puntos de la estructura (Véase la fig. 3.13).

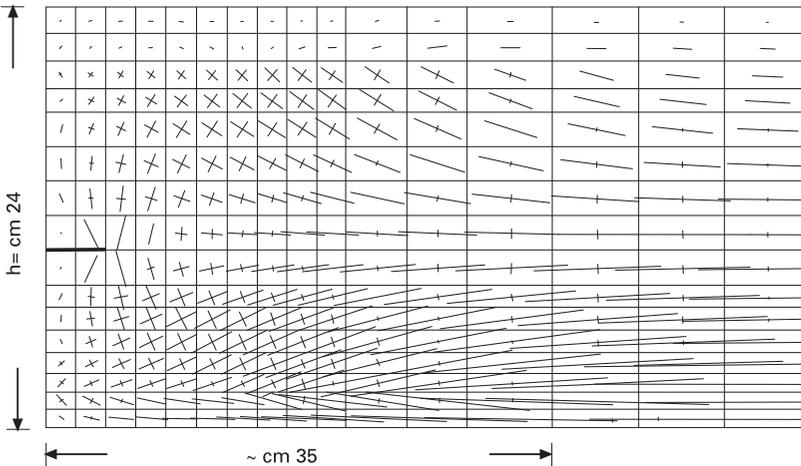


Fig. 3.13 Tensiones principales en el extremo de una losa hueca de 24 cm de espesor pretensada con trenzas de 3 ϕ 3 mm. Simulación en los elementos finitos del principio de una fisura en el primer elemento del extremo. (Prof. Ing. F. Levi e Ing. R. Perazzone, abril de 1983).

Cuando una losa hueca muestra una hendidura horizontal en una sola alma, se evalúan sus posibles consecuencias y puede llegar a ser aceptada.

Cuando la hendidura aparece en dos o tres almas la losa debe ser descartada (Documento FIP Quality Assurance Tabla 3 punto 4).

Las hendiduras horizontales del extremo pueden ser peligrosas durante el transporte y la elevación y disminuyen drásticamente la resistencia de corte. Para reducir las tensiones de tracción vertical en las almas armadas con dos o varios torones normalmente se enfunda un solo torón, neutralizándolo durante 50 ÷ 70 cm desde el extremo.

3.5.2 El control de la tensión vertical en las almas (spalling)

La Norma Europea pr. EN 1168 pár. 4.3.3.2 prescribe que en los cálculos se haga la verificación de fisuración horizontal de las almas más solicitadas. Esto es muy importante en caso de forjados suspendidos o colocados en unión con vigas del espesor de las losas para las cuales a la tensión de tracción vertical en las almas se suma también la tensión de suspensión (Véase el próximo párrafo 4.4.4.).

El mismo artículo de la Norma EN 1168 proporciona la regla de aplicación que se indica a continuación para comprobar este requisito.

La tensión vertical (spalling) deberá ser controlada por un alma más armada.

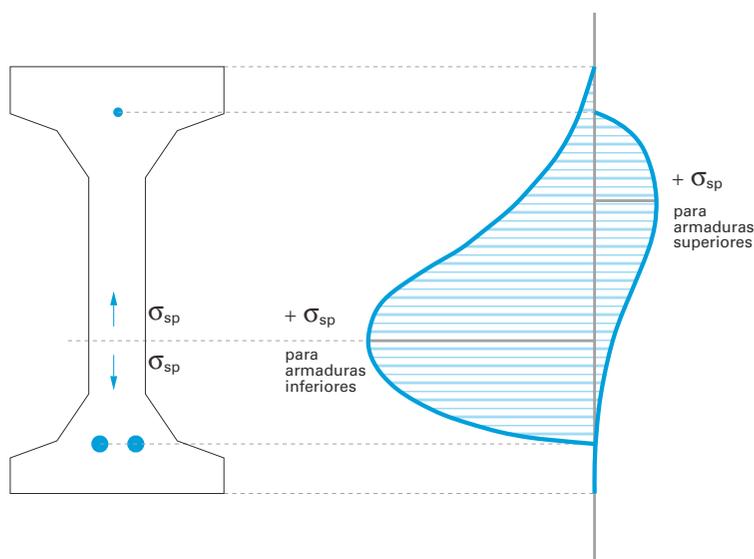


Fig. 3.14 Representación de la intensidad de las tensiones de spalling σ_{sp} generadas por la armadura inferior y por la armadura superior en un alma de la losa hueca.

En caso de que el alma vaya armada con torones de distinto diámetro, se considerará como tensión resultante, la suma de las distintas tensiones de spalling.

Para el cálculo de la tensión vertical no se tienen en cuenta las armaduras que estén cerca del borde superior y en cambio se tiene en cuenta exclusivamente la armadura inferior de una sola alma (Véase la fig. 3.14).

La tensión vertical (Spalling) σ_{sp} debe cumplir la siguiente condición:

$$\sigma_{sp} \leq f_{ctk0,05}$$

en que:

$f_{ctk0,05}$ = valor característico inferior de la resistencia a tracción del hormigón (Norma pr. EN 1168, pár. 5.7).

$$f_{ctk0,05} = 0.7 f_{ctm} = 0.7 * 0.3 f_{ck}^{2/3} \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

f_{ck} = Resistencia característica a compresión cilíndrica del hormigón [N/mm²]

$$\sigma_{sp} = \frac{P_o}{b_i e_o} \cdot \frac{15 \alpha_e^{2,3} + 0,07}{1 + \left(\frac{l_{bp}}{e_o}\right)^{1,5} (1,3 \alpha_e + 0,1)} \quad \text{[SP]}$$

en que:

b_i = ancho mínimo del alma;

P_o = $\sigma_{po} A_p$ = fuerza transmitida por el torón en el alma considerada;

σ_{po} = tensión en el torón en el momento de la verificación;

A_p = área del torón;

e_o = excentricidad del acero de pretensado;

α_e = $(e_o - k)/h$ = relación de excentricidad;

k = W/A = semialtura del núcleo de inercia;

h = altura del alma;

l_{bp} = valor medio de la longitud de transmisión = $\beta_b \phi$
 (Véase EC2 – 4.2.3.5.6).

β_b = coeficiente de transmisión (Véase EC2 y DAN italiano pár. 4.2.3.5.6 tabla 4.7).

ϕ = diámetro nominal del torón.

Ejemplos de cálculo

Ejemplo 3.1

Se toma en consideración, en el momento de la aplicación del pretensado, un alma de losa hueca trefilada con altura $h = 30$ cm como se indica en la sección que aparece a continuación.

La armadura se compone de 2 torones 1/2” cuyo eje está a 30 mm del intradós.

Se hace el cálculo para un solo torón 1/2” y posteriormente se dobla el valor para obtener la σ_{sp} total.

Es decir:

h = 300 mm

c = 30 mm

b_i = 42,5 mm

C 30/37 = Clase del hormigón en el momento del pretensado

σ_{poj} = 1250 N/mm² = valor experimental en el momento del pretensado

A_p = 93 mm² (un torón 0,5”)

P_o = $\sigma_{po} A_p = 116.250$ N

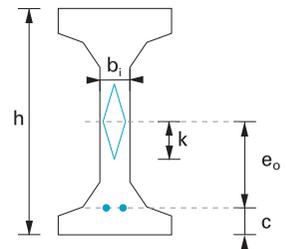
e_o = 150 - 30 = 120 mm

k = $W/A = 72,3$ (de la geometría de la sección)

α_e = $(e_o - k) / h = 0,159$

ϕ = 12,5 mm

l_{bp} = $70 \phi = 875$ mm (Véase EC2 y DAN italiano Tabla 4.7.)



$$f_{ctk0,05} = 2,03 \text{ N/mm}^2 \text{ (Véase la tabla 5.2 en el siguiente Capítulo 5 pár. 5.5.1.)}$$

Aplicando la fórmula [SP] el resultado es:

$$\sigma_{sp} = 0,935 \text{ N/mm}^2$$

Considerando que hay dos torones:

$$2 \sigma_{sp} = 1,87 \text{ N/mm}^2 < f_{ctk0,05} = 2,03 \text{ N/mm}^2$$

Por lo tanto el valor es aceptable.

Ejemplo 3.2

En la misma alma los 2 torones 1/2" se ponen a 35 mm del borde inferior, el nuevo cálculo de σ_{sp} da:

$$\begin{aligned} \sigma_{sp} &= 0,815 \text{ N/mm}^2 \\ 2 \sigma_{sp} &= 1,63 \text{ N/mm}^2 < f_{ctk0,05} = 2,03 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

valor aún más favorable.

Ejemplo 3.3.

Se toma en consideración un alma de losa extruida con espesor $h = 40 \text{ cm}$ como indicado en la sección siguiente.

La armadura está formada por dos torones 6/10" cuyo eje está a 35 mm del borde inferior.

Nuevamente se hace el cálculo para un solo torón 6/10" doblando el valor al final.

$$h = 400 \text{ mm}$$

$$c = 35 \text{ mm}$$

$$b_i = 53 \text{ mm}$$

C 30/37 = clase del hormigón en el momento del pretensado.

σ_{po} = 1250 N/mm² = valor experimental en el momento del pretensado

A_p = 139 mm² (un torón 0,6")

P_o = $\sigma_{po} A_p = 17.375$ N

e_o = 174 mm

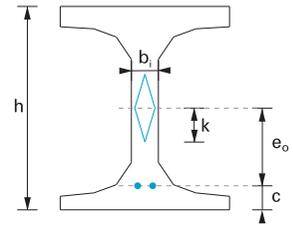
k = $W/A = 108$ mm

α_e = $(e_o - k)/h = 0,1625$

ϕ = 15,2 mm

l_{bp} = $70 \phi = 1064$ mm. (Véase EC2 y DAN italiano tabla 4.7)

$f_{ctk0,05}$ = 2,03 N/mm². (Tabla 5.2 en el Cap. 5º pár. 5.5.1)



Aplicando la fórmula [SP] el resultado es:

$$\sigma_{sp} = 0,99 \text{ N/mm}^2$$

Considerando que hay dos torones:

$$2 \sigma_{sp} = 1,98 \text{ N/mm}^2 < f_{ctk0,05} = 2,03 \text{ N/mm}^2$$

el valor está en el límite de lo aceptable.

Ejemplo 3.4

En la misma alma los dos torones 6/10" se ponen a 40 mm del borde inferior, el nuevo cálculo de σ_{sp} da:

$$\begin{aligned} \sigma_{sp} &= 0,89 \text{ N/mm}^2 \\ 2 \sigma_{sp} &= 1,79 \text{ N/mm}^2 < f_{ctk0,05} = 2,03 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

valor más favorable.

Observaciones a modo de conclusión

- a) El análisis de los elementos finitos proporciona la dirección de las tensiones σ_{sp} in en sentido longitudinal que puede ser ilustrado en un gráfico según aparece en la fig. 3.15.

La tensión máxima σ_{sp} corresponde a la abscisa cero (extremo de la losa). Al cabo de muy pocos centímetros σ_{sp} se anula y posteriormente se observa la presencia de una inversión de signo.

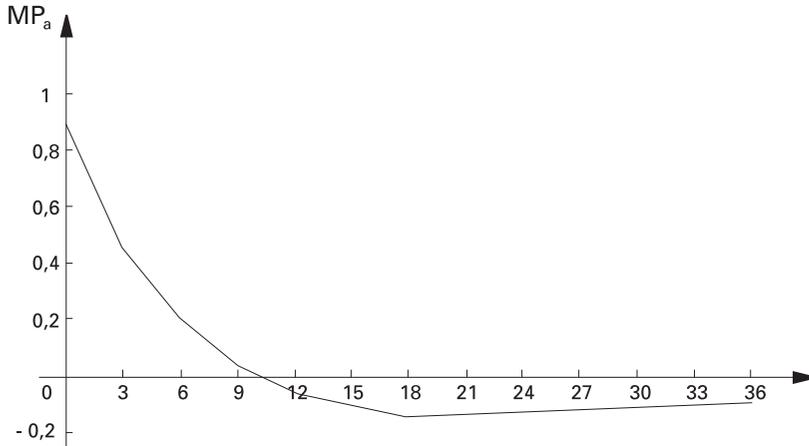


Fig.3.15 Orientación de las tensiones de fisuración horizontal en dirección longitudinal a media altura del alma. (FIP Recommendations Precast Prestressed hollow floors 2.2.1).

- b) Disminuyendo la excentricidad e_o de las armaduras el valor de σ_{sp} disminuye sensiblemente, por ello cuanto mayor sea la distancia de los torones al borde inferior, menores serán las tensiones de spalling σ_{sp} . No obstante, la capacidad de carga de la losa queda reducida porque se reduce la entidad del pretensado del borde inferior.
- c) Cada aumento del ancho b_i del alma reduce la tensión vertical en el alma misma.
Es importante tener en cuenta este principio durante la realización del diseño de una sección de losa hueca.
- d) A igualdad de secciones totales de acero de pretensado en un alma, la tensión σ_{sp} es mínima cuando se utilizan torones de mayor diámetro. Por lo tanto, para reducir la σ_{sp} (y al mismo tiempo para ahorrar mano de obra) es aconsejable utilizar un solo torón de 0,6" en vez de obtener la misma sección de acero con un torón de 1/2" más un torón de 3/8".

De hecho σ_{sp} disminuye al aumentar la longitud de anclaje de los torones l_{bp} cuyo valor es 1060 mm para el torón de ϕ 0,6" mientras vale solo 763 mm considerando el valor medio entre las longitudes de transmisión del torón 3/8" y 1/2".

- e) En caso de que fuese necesario reducir ulteriormente la tensión σ_{sp} debida a la presencia de más torones en cada alma, basta con enfundar un torón para anular su adherencia cerca del extremo con las precauciones indicadas en el siguiente párrafo 3.5.3.
- f) Aplicando los ejemplos numéricos de cálculo anteriores cada productor de losas huecas está en grado de conocer a priori, para cada sección de losa producida, los valores de la tensión σ_{sp} generados por los distintos tipos de torón (Véase la fig. 3.16). En caso de que haya más de un torón en cada alma se suman las σ_{sp} correspondientes para obtener la tensión total de fisuración que actúa en el alma.

El diagrama de la fig. 3.16 ha sido realizado en función de la siguiente hipótesis:

h = cm 30 = Alma de la losa hueca trefilada del Ejemplo 3.1.

C 30/37 = clase de resistencia del hormigón en el momento del pretensado.

f_{ck} = 30 N/mm²

$f_{ctk0,05}$ = 2,03 N/mm² (Tabla 5.2 Cap.5º pár. 5.5.1)

$l_{bp} = 70 \phi$ = longitud media de transmisión (EC2 y DAN tab.

4.7)

trenza 3 ϕ 3	$l_{bp} = 455$ mm
torón 3/8"	$l_{bp} = 650$ mm
torón 1/2"	$l_{bp} = 875$ mm
torón 6/10"	$l_{bp} = 1060$ mm

Las curvas de la fig. 3.16 muestran como disminuye el valor de σ_{sp} a medida que los torones se alejan del borde inferior.

Distancia c del baricentro
de los torones del intradós

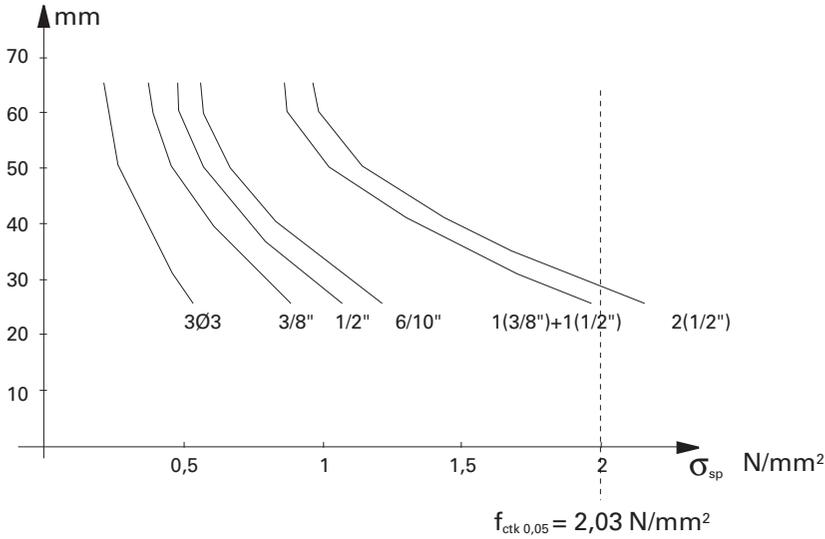


Fig. 3.16 Cada productor puede proporcionar los valores σ_{sp} para cada sección de losa hueca en tablas para los distintos tipos de torón.

- g) No debe sobrevalorarse la clase del hormigón del alma vertical al momento del pretensado. La clase C 30/37 presumible en el momento de aplicación del pretensado, con frecuencia no es la clase real de resistencia del alma ya que ésta última podría presentar algún defecto de compactación y ser por tanto de una clase real inferior.
- h) En el cálculo de las σ_{sp} con la fórmula [SP] debe considerarse exclusivamente la acción de los torones inferiores en el alma omitiendo el torón superior de la misma alma por la razón ilustrada en la fig. 3.14.
- i) En las losas huecas en fase de ejercicio, en obra, teniendo en cuenta el tiempo transcurrido desde la aplicación del pretensado y por lo tanto la fluencia del hormigón y la relajación del acero de pretensado,

las tensiones de “spalling” finales quedan reducidas en relación a las σ_{sp} iniciales según la relación

$$\sigma_{sp,d(t)} = \sigma_{sp} P_{m(t)} / P_{m,o}$$

en que

$P_{m,o}$ = fuerza de pretensado aplicada inmediatamente después del corte de los elementos pretensados;

$P_{m(t)}$ = fuerza de pretensado media en tiempo (t).

Para determinar los valores de $P_{m(t)}$ Véase el siguiente pár. 4.4.4. en el punto titulado “Comentarios” h). En las consideraciones referentes a las tensiones de “spalling” en fase de ejercicio, también hay que tener en cuenta que las tensiones σ_{sp} , además de quedar reducidas, actúan en un hormigón con resistencia característica a tracción final mucho más elevada en relación con la resistencia inicial del momento de aplicación del pretensado.

3.5.3 Reducción del pretensado mediante vainas

A la luz de lo expuesto en los dos párrafos precedentes en relación con el “spalling”, para reducir la tensión vertical en las almas a límites admitidos, con frecuencia se recurre a la anulación de algún torón en unas cuantas decenas de centímetros en correspondencia con los extremos de las losas.

Normalmente el largo de las vainas no supera los 50 ÷ 70 cm y su extremidad permanece visible en la sección del extremo de cada losa.

Hay que indicar que el torón envainado en el extremo empieza a ser 100% eficaz únicamente después de 70 diámetros desde el final de la vaina, es decir, a partir de una sección en que ya existe el momento positivo de luz de un tramo.

Un cálculo adecuado debe verificar que donde el torón envainado aún no es totalmente eficaz, el pretensado inducido únicamente por los torones no envainados debe ser suficiente para contrarrestar las tracciones generadas por el momento positivo de ese tramo del elemento prefabricado.

En la práctica de producción habitual existe otra razón válida para reducir un exceso de pretensado mediante la anulación total de uno o varios torones en un número determinado de elementos.

Se debe al hecho de que la longitud fija de los bancos de pretensado y moldeo en bastantes ocasiones hace que se produzca un pequeño número de losas poco armadas que completa el banco con armadura superior.

El pretensado excesivo de las losas acentúa siempre la contraflecha mostrando, en el momento de la colocación en obra, antiestéticos escalones en el intradós entre las losas demasiado armadas adosadas a otras losas de la misma serie y armadas exactamente según lo indicado en los cálculos.

En estos casos se obtienen mejores resultados envainando y anulando totalmente los torones de más en toda la longitud del banco afectada de las losas menos armadas.

3.5.4 La penetración de los torones en los extremos

El anclaje de los torones en el hormigón depende mucho de la capacidad de adherencia de los diversos tipos de hormigón, que siempre varían de un productor a otro aunque posean idéntica resistencia característica.

Se ha observado que incluso manteniendo invariables los áridos, los cementos de distinto origen influyen en la adherencia de los torones favoreciéndola o dificultándola.

En todos los casos una buena compactación del hormigón alrededor de los torones garantiza su buen anclaje, pero no puede evitar en los extremos cortados con disco la penetración visible de los cables.

Debe respetarse los límites de aceptabilidad previstos en la Tabla 2.3 anterior (párrafo 2.4.1 punto 13).

Inmediatamente después del corte de los elementos pretensados hay que inspeccionar la introducción de los torones en ambos extremos de todas las losas.

La penetración total de un torón puede medirse como valor medio de la penetración de las dos extremidades de ese torón en los extremos opuestos de la losa. (Documento FIP QUALITY ASSURANCE pár. 3.5.3).

Si los valores de entrada encontrados son superiores a los valores aceptables, la losa o la partida en cuestión debe quedar descartada.

En dicho caso la capacidad de carga residual de esas losas debe quedar reducida como si no existieran los torones con una excesiva penetración.

La Norma Europea prov. EN 1168 en el punto 4.2.3.2 proporciona la expresión de cálculo de la penetración máxima aceptable l_o de los cables de pretensado que debe considerarse como valor medio de los tres cables con mayor penetración en la misma sección.

$$l_o = 0,4 l_{bpd} \sigma_{pmo} / E_p \quad [a]$$

en que:

- l_{bpd} = límite superior de la longitud de transmisión
(Véase EC2 ENV 1992-1-1 pár. 4.2.3.5.6 Tab. 4.7 y punto 4);
- σ_{pmo} = tensión en la armadura de pretensado justo después de soltar;
- E_p = módulo de elasticidad del acero de pretensado.

La penetración máxima aceptable de un solo torón no debe superar el valor $1,3 l_o$.

Los valores que figuran en la tabla 2.3 precedente (par. 2.4.1) han sido calculados aplicando la fórmula indicada anteriormente tal y como muestra el siguiente ejemplo de cálculo 3.5.

Las siguientes modalidades de medición de la penetración de los torones figuran en la Norma EN 1168 en el punto 10.3.2:

- el valor medio de las penetraciones para un elemento determinado debe calcularse en función de la medición efectuada en tres torones de mayor penetración;
- cada valor debe ser comparado con $1,3 l_0$ y el valor medio con la l_0 admisible.

La gran meticulosidad de las prescripciones pone de manifiesto la importancia del valor de penetración de los cables, ya que afecta la Calidad Controlada de las losas huecas pretensadas.

Ejemplo de cálculo:

Ejemplo 3.5:

El pár. 10.3.2 de la Norma Europea 1168 prescribe el cálculo de la penetración media de los cables de pretensado según la expresión [a] arriba indicada.

Para EC2 ENV 1992-1-1 pár. 4.2.3.5.6 puntos 3) y 4) tenemos:

$$l_{bpd} = 1,2 l_{bp} \quad \text{y} \quad y_{bp} = \beta_b \phi$$

$$\phi = \text{diámetro nominal del acero de pretensado}$$

Se considera que en el momento de la aplicación del pretensado, la resistencia real a rotura del hormigón del prefabricado es $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$. La tabla 4.7 del pár. 4.2.3.5.6. proporciona el valor del coeficiente correspondiente.

$$\beta_b = 70$$

para el cual tenemos

$$l_{bpd} = 1,2 \cdot \beta_b \cdot \phi = 84 \phi$$

σ_{pmo} = tensión en la armadura de pretensado justo después de soltar que se mide experimentalmente y que en este cálculo es = 1250 N/mm²

E_p = módulo elástico del acero de pretensado que para este cálculo es = 196 kN/mm²

Por lo tanto, para un torón de 3/8" de ϕ nominal 9,3 mm tenemos

$$l_o = 0,4 \cdot 84 \phi \frac{1.250}{196.000} = 2,0 \text{ mm.}$$

Para los aceros de pretensado más corrientes se vuelven a proponer los valores de l_o indicados en la Tabla 2.3 pár. 2.4.1.

3.6 Prescripciones y dispositivos para apoyar las losas huecas

Por principio hay que distinguir entre el apoyo provisional en la fase de montaje que deberá completarse y compactarse con vertidos en obra y el apoyo simple en obra que será definitivo incluso una vez concluida la estructura.

Otra diferencia posterior tiene relación con el tipo de la superficie de apoyo que puede ser más o menos irregular y que por lo tanto puede ofrecer a la losa puntos de apoyo discontinuos.

El D.M. italiano del 3.12.1987 pár. 2.4.1 al considerar los forjados que se componen de elementos prefabricados prescribe que un simple apoyo definitivo en obra debe ser de al menos 5 cm., mientras que un apoyo provisional en obra a la espera de pasar a ser definitivo mediante vertidos, puede ser de 3 cm. como mínimo.

El Eurocódigo EC2 ENV 1992 Parte 1.3. pár. 4.5.5.2, referente a losas prefabricadas tiene muchas más exigencias.

En caso de vínculo de simple apoyo definitivo dicho artículo prescribe las medidas diferenciadas en función de la superficie de apoyo, del ancho eficaz, de la entidad de la reacción de apoyo y además tiene en cuenta las tolerancias de construcción y del largo de los elementos prefabricados.

Para la Guía FIP “Quality Assurance” pár. 6.1.2, en caso de simple apoyo definitivo, la losa hueca puede apoyarse directamente sobre la superficie de soporte solo en caso de que ésta esté un perfil de acero u otra superficie perfectamente lisa y rectificada.

Si la losa debe apoyarse con vínculo de simple apoyo definitivo en una superficie de hormigón que no sea perfectamente lisa y coplanar, es indispensable la interposición de una cinta de neopreno o de goma 60 shore de 30 mm de ancho como mínimo para la Normativa italiana (Instrucciones CNR 10018) y de 40 mm para ENV 1992-1-3, y de un espesor mínimo de 5 mm (medidas que deben comprobarse en función de la reacción del apoyo según las Instrucciones CNR 10018, Aparatos de apoyo, pár. 3).

Si la superficie de apoyo no es regular, es indispensable el alisado con mortero.

Sin embargo, no hay nada especialmente previsto para el apoyo en obra de las losas huecas, incluso con apoyo directo en superficies no regulares, cuando se prevén vertidos armados en obra para la realización de zunchos o vigas que engloben los extremos de las losas haciéndolas continuas.

En tal caso, todas las sobrecargas aplicadas sucesivamente en el momento de la colocación en obra del prefabricado no inciden en las irregularidades del apoyo, sino en los vertidos realizados en obra que se encargan del vínculo de apoyo.

Es importante tener en cuenta en el momento de colocación en obra de las losas huecas que las medidas de apoyo sobre hormigón muy fuerte no sean inferiores a:

- 3 cm para losas de hasta 5 m de largo
- 4 cm para losas de hasta 8 m de largo
- 5 cm para losas de hasta 12 m de largo

Cuando las medidas de apoyo resultan inferiores a los valores arriba mencionados, o el hormigón no es muy bueno, las losas deben apuntalarse provisionalmente en los extremos hasta el curado de los vertidos finales.

3.6.1. Medidas mínimas para un apoyo simple definitivo según ENV 1992-1-3

La medida nominal mínima para un apoyo simple definitivo de las losas está prescrita en la Parte 1.3 “Elementos y estructuras prefabricadas de hormigón”, del EC2 ENV 1992, en el pár. 4.5.5.2.

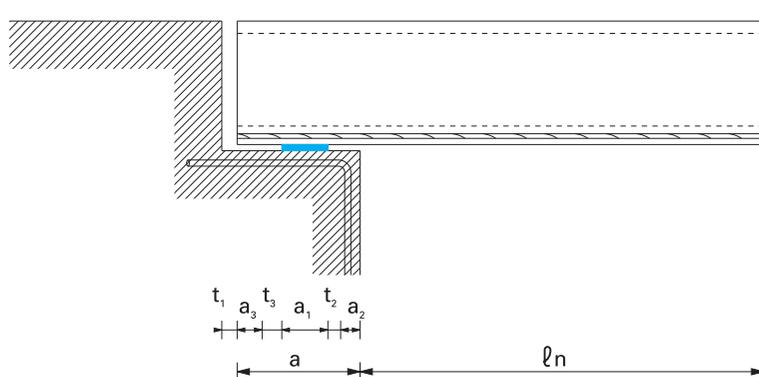


Fig. 3.17 Medida nominal “a” de apoyo.

$$a = a_1 + (a_2^2 + a_3^2 + t_2^2 + t_3^2)^{1/2}$$

en que

$$a_1 = \frac{V_{\max}}{b_n \sigma_{Rd}} = \text{ancho de la cinta de goma o neopreno, nunca debe ser } a_1 < 40 \text{ mm.}$$

V_{\max} = valor de cálculo de la reacción de apoyo

b_n = ancho eficaz del apoyo, nunca debe superar 600 mm.

- σ_{Rd} = valor de cálculo de la presión resistente
- $\sigma_{Rd} = 0,6 f_{cd}$ para apoyo en seco (hormigón sobre hormigón);
- $\sigma_{Rd} = 0,7 f_{cd}$ para apoyo sobre cojinete flexible;
- $\sigma_{Rd} = 0,8 f_{cd}$ para apoyo alisado con mortero o para hormigón sobre acero;
- f_{cd} = valor de cálculo de la resistencia a compresión del hormigón
Véase ENV 1992-1-1 tabla 3.1 pár. 3.1.2.4. (es la menor de las resistencias del prefabricado o de la estructura de carga).
- a_2 = medida del posible hundimiento de la arista en la estructura de carga con presiones de apoyo $\sigma_{sd} > 0,4 f_{cd}$
- $a_2 = 0$ en caso de estructura de acero;
- $a_2 = 25$ mm en caso de mampostería u hormigón no armado;
- a_2 = recubrimiento nominal externo de la barra de armadura si ésta tiene $\phi \leq 12$ mm;
- a_2 = recubrimiento nominal externo de la barra (si la barra es de $\phi > 12$ mm + diámetro de la barra + radio de curvatura interno);
- a_3 = medida del posible hundimiento de la arista del extremo del prefabricado con presiones de apoyo $\sigma_{sd} > 0,4 f_{cd}$
- $a_3 = 0$ en caso de torones o alambres expuestos en la extremidad del prefabricado (losas huecas cortadas con disco);
- a_3 = valor mayor entre el recubrimiento del acero de la extremidad o 10 mm (en caso de armadura de extremo $\phi \leq 12$ mm);
- $a_3 = 15$ mm (en caso de armaduras de extremo $\phi > 12$ mm);
- $t_2 = 15$ mm para superficies de apoyo de acero u hormigón prefabricado;
- $t_2 = 20$ mm para superficies de apoyo en mampostería o en hormigón vertido en obra;
- $t_3 = l_n / 2500$ en que l_n es la luz neta entre los apoyos;
- $t_1 =$ suma de la máxima tolerancia de construcción más la máxima tolerancia de producción del largo del prefabricado.

Ejemplo de cálculo

Ejemplo 3.6

Una viga de hormigón pretensado con sección en “T” invertida tiene el ala inferior con ménsula de apoyo porta -losas de 150 mm.

La clase de resistencia del hormigón de la viga es C 35/45. El estribado de la ménsula porta -losas se hace con una barra de 10 mm de diámetro con recubrimiento nominal de acero de 15 mm.

Sobre esto debe apoyarse con una cinta de goma 60 shore un forjado formado por losas huecas de 120 mm de ancho con hormigón con clase de resistencia C 45/55.

La luz neta entre apoyos es $l_n = \text{m. } 11,10$ y la luz de cálculo (interejes entre los apoyos) es $l_c = \text{m. } 11,30$.

Cada extremo de una losa descarga sobre la viga de “T” invertida la carga

$$V_{\max} = 130 \text{ kN} \quad \text{y} \quad V_{\min} = 90 \text{ kN}$$

En este punto uno se plantea la pregunta siguiente:

¿ El espacio de 150 mm es suficiente para un buen apoyo de la losa hueca y para un espacio nominal restante t_1 entre el extremo de la losa y el alma de la viga, suficiente para contener las tolerancias de montaje normales?

Ante todo se especifica el tamaño de la goma 60 shore que constituye el cojinete de apoyo.

Para las “Instrucciones para el cálculo y la utilización de los Aparatos de apoyo de goma y PTFE en las construcciones” – CNR n. 10018, debe haber las dimensiones siguientes:

- ancho de la cinta $a_1 = 50 \text{ mm}$.
- espesor de la cinta $s = 8 \text{ mm}$.
- largo efectivo $b = 1200 \text{ mm}$. (lo ancha que es la losa)

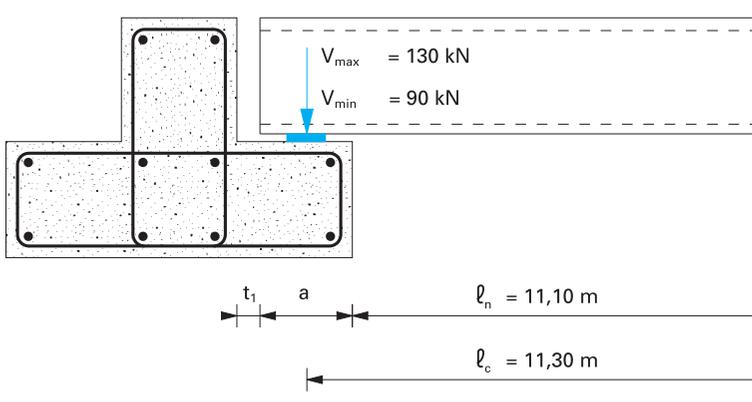


Fig. 3.18 Medida nominal “a” de apoyo de una losa hueca sobre una viga prefabricada de “T” invertida

Cálculo de la medida mínima de apoyo.

$$a_{\min} = a_1 + (a_2^2 + a_3^2 + t_2^2 + t_3^2)^{1/2}$$

En que

$$a_1 = \frac{V_{\max}}{b_n \sigma_{Rd}}$$

$$\begin{aligned}
 V_{\max} &= 130 \text{ kN} \\
 b_n &= 600 \text{ mm} \\
 \sigma_{Rd} &= 0,7 f_{cd} = 16,31 \text{ N/mm}^2 \\
 f_{cd} &= \text{se calcula para el hormigón de la viga. Para la tabla 5.2 del} \\
 &\quad \text{siguiente Capítulo 5 es } f_{cd} = 23,3 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$a_1 = \frac{130.000}{600 \cdot 16,31} = 13,28 \text{ mm.}$$

como el valor calculado es inferior al ancho de la cinta de goma, se considera dicho valor para a_1 (que por definición siempre debe ser ≥ 40 mm)

$$\begin{aligned}
 a_1 &= 50 \text{ mm;} \\
 a_2 &= 15 \text{ mm recubrimiento de acero nominal externo de la barra de } \phi 10 \\
 &\quad \text{mm;} \\
 a_3 &= 0 \text{ mm con la losa hueca armada con torones visibles en el extremo;} \\
 t_2 &= 15 \text{ mm con la estructura de apoyo de hormigón prefabricado;} \\
 t_3 &= l_n/2.500 = 4,44 \text{ mm (con } l_n = 11.100 \text{ mm);}
 \end{aligned}$$

$$a_{\min} = 50 + (15^2 + 15^2 + 4,44^2)^{1/2} = 71,6 \text{ mm}$$

Se deduce de ello que se puede considerar tranquilamente el valor nominal $a = 100$ mm en el diseño para la medida de apoyo y que aún quede un espacio $t_1 = 50$ mm para absorber la suma de las tolerancias normales de colocación y de largo del prefabricado.

3.6.2. Armadura pasiva en zona de anclaje de protección de las tracciones cerca de los apoyos

La norma italiana D.M. 14.02.1992 en el pár. 3.2.9. considera no pretensados los tramos terminales de las estructuras pretensadas de cables adherentes durante un largo igual a 70 veces el diámetro nominal mayor de la armadura de pretensado.

Dicha zona de anclaje debe ser controlada a cortante según las reglas válidas para el H°A° normal si se calcula según el método de las Tensiones Admisibles.

Las Normas Italianas D.M. 14.02.1992 y D.M. 09.01.96 en el pár. 7.0.a, prescriben que incluso en caso de cálculo en Estados Límite en las extremidades de las losas pretensadas de cables adherentes, es preciso poner una armadura pasiva inferior suficientemente difusa para absorber un esfuerzo de tracción igual al corte para solucionar las tracciones que se producen en el hormigón inducidas por el momento positivo cerca del apoyo.

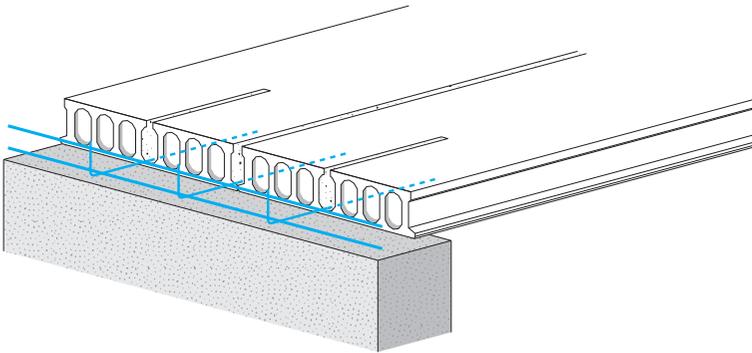


Fig. 3.19 La armadura de resistencia a cortante en los apoyos de la losa hueca (D.M. 09.01.96 Art. 7.0.a.)

Dicha prescripción aplicada a las losas huecas, puede expresarse de la siguiente manera:

Correspondiendo a los apoyos, sean del tipo que sean, deberán ponerse en obra, al nivel más bajo posible y a un intereje bien distribuido, armaduras pasivas debidamente ancladas al elemento prefabricado y que puedan garantizar la absorción de un esfuerzo de tracción igual al cortante. El largo de los aceros a los lados de la losa debe calcularse sobre la base de las tensiones de adherencia admisibles para aceros de armadura (pár. 3.1.4 y 5.3.3. del D.M. 14.02.92 y pár. 5.3.3 del D.M. 09.01.96). En lo que respecta al deslizamiento entre el hormigón prefabricado y el hormigón de relleno de las ranuras, habrá que referirse a la tensión de adherencia 0,30 N/mm² admitida entre las losas prefabricadas lisas y los vertidos realizados in situ (pár. 7.1.6.2. del D.M. 09.01.96. Véase también el pár. 3.2 anterior).

3.6.3. El pretensado en zona de anclaje de protección de las tracciones cerca de los apoyos

La EC2 ENV 1992-1-1 en el pár. 4.2.3.5.6 tiene en cuenta el aumento lineal de la fuerza resistente proporcionada por las armaduras de pretensado en zona de anclaje para contrarrestar las tracciones en el hormigón generadas por el cortante y por los momentos positivos.

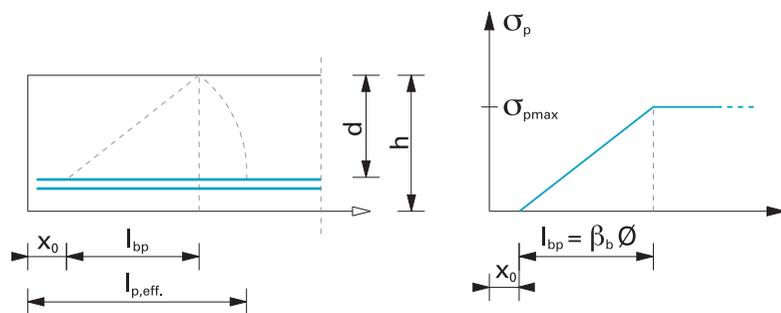


Fig. 3.20 La transferencia del pretensado en las losas huecas.

Dicha fuerza resistente puede ser nula durante unos pocos milímetros a partir de la sección del extremo del prefabricado hasta el inicio de la

adherencia real de los cables de pretensado, luego aumenta linealmente hasta desarrollar el pretensado total.

La longitud de transmisión l_{bpd} depende del tipo y del diámetro de la armadura y de la resistencia real efectiva del hormigón del elemento prefabricado en el momento de la aplicación del pretensado.

El tramo neutro x_0 indicado en la fig. 3.19 debe valorarse cada vez y depende del posible corte repentino de la armadura de pretensado o de la penetración de los torones dentro de los límites de la aceptabilidad.

También puede ocasionarse por la anulación de la adherencia de los extremos de los torones mediante vainas.

En la práctica si se diseña una obra a realizar fuera de la jurisdicción italiana (para la cual debe ser respetado el pár. 7.0.a del D.M. 09.01.96) y no se quiere disponer en obra la armadura pasiva terminal en los extremos de las losas, tal y como se ha indicado en el párrafo 3.6.2, es preciso controlar que en las secciones significativas del prefabricado cercanas a los apoyos se hayan producido las condiciones expresadas en los siguientes puntos tal y como indica la Norma Europea ENV 1992-1-1:

- a) se haya comprobado la resistencia a cortante-flexión tal y como indica el punto 4.3.2.3 de ENV 1992-1-1;
- b) se haya comprobado la resistencia a cortante-tracción tal como indica el punto 4.3.2.3 de ENV 1992-1-3 (parte 1.3);
- c) se haya comprobado la resistencia contra el fallo del anclaje tal como indica el punto 4.2.3.5.6 de ENV 1992-1-3 (parte 1.3).

Para realizar estas verificaciones consultar el Capítulo 8° VERIFICACION A CORTANTE DE LAS LOSAS HUECAS (Volumen II).

Capítulo 4

CONEXIONES Y VINCULOS ESTRUCTURALES

4.1 Las uniones y los enlaces

Las losas huecas pueden utilizarse combinadas con cualquier estructura portante sea de hormigón vertido en obra, hormigón prefabricado o acero.

En realidad, tal y como veremos en este capítulo, su colocación es fácil y pueden garantizar en cada caso las uniones metálicas específicas con las estructuras circundantes hasta llegar a conseguir auténticos vínculos estructurales y también enlaces estructurales.

Con estas premisas no existe ningún problema para un vínculo de empotramiento perfecto en las losas huecas o para su utilización en zonas sísmicas.

Generalmente se denomina uniones a las armaduras constituidas por barras de acero pasivo, que pueden tener formas distintas y que forman la unión entre dos o varios elementos estructurales contiguos.

En cambio, los enlaces son armaduras corrientes, continuas, dispuestas a través de paredes y/o viguerías, protegiendo la integridad estructural de todo un cuerpo de fábrica.

Las armaduras de unión entre elementos prefabricados y vigas portantes son fundamentales para proporcionar integridad estructural al forjado .

Los enlaces corrientes continuos en los zunchos también son fundamentales para la integridad del edificio.

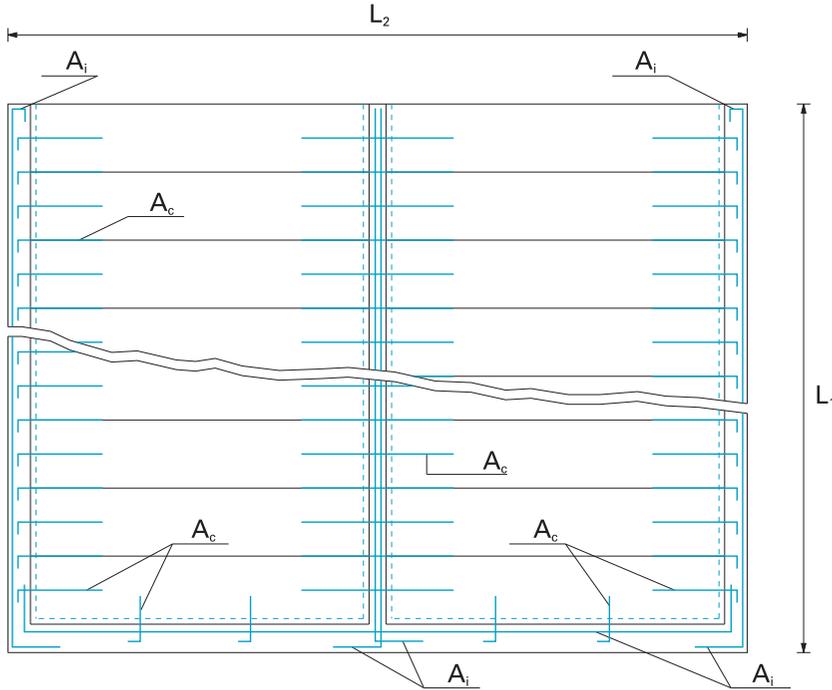


Fig. 4.1 Las uniones y los enlaces en un forjado de losas huecas.

Para el D.M. del 03.12.87 los valores mínimos de A_i e A_c son (Art. 2.11.1.3 b/e):

- sección total mínima de las armaduras de enlaces perimetrales del forjado:
 - en zona no sísmica $A_i \geq 300 \text{ mm}^2$
 - en zona sísmica $A_i \geq 400 \text{ mm}^2$
- sección corriente mínima de unión longitudinal y lateral: debe poder absorber al menos el 1,1% de los esfuerzos axiales y por tanto debe ser $A_c \geq 33,3 \text{ mm}^2/\text{m}$

Para la EC2 ENV 1992.1.3 (parte 1-3 para los prefabricados Art. 5.5.2.a):

- los enlaces perimetrales deben poder soportar la fuerza de tracción $F_i = L \times 10 \text{ kN/m} \leq 70 \text{ kN}$ en que L es el largo total de la planta (L_1 o L_2)
- Los enlaces perimetrales pueden disponerse en una banda de 1,2 m del borde por donde también pueden introducirse en la unión longitudinal entre la penúltima y la última losa hueca lateral.

4.1.1 Las conexiones en el forjado de losas huecas

En razón del típico proceso de producción “en continuo” la losa hueca nunca sale de la planta de producción con armaduras de conexión que sobresalgan del hormigón perimétrico. Sin embargo, existen muchos lugares donde ponerlas y en los cuales se puede colocar en obra muchos tipos de enganches metálicos para hacer los tipos de conexión más variados.

El lugar de colocación más rápida de estas armaduras es la junta longitudinal existente entre losa y losa en la que pueden colocarse fácilmente las barras de conexión de los extremos y, en caso de que haya espacio (Véase el pár. 3.4), también se pueden poner armaduras de enlace longitudinal.

Casi siempre hay un número demasiado exiguo de juntas longitudinales entre losa y losa y están demasiado separadas unas de otras para satisfacer la exigencia de proporcionar conexiones distribuidas con suficiente frecuencia. Por esta razón en la planta de producción se practican en los extremos de las losas huecas otros canales, “las ranuras” que aparecen en el punto 2.3.1 y pueden haber uno, dos o incluso tres por cada extremo de 120 cm, para poder hacer las conexiones necesarias según el diseño en lugares más numerosos y más cercanos unos de otros.

En los casos en que el forjado queda limitado lateralmente por estructuras como zunchos o vigas laterales, tal y como aparece en la fig. 4.1, las conexiones transversales para losas sin capa superior se realizan con abrazaderas cerradas colocadas dentro de ranuras especiales predisuestas en la parte lateral de la losa (Véase la fig. 4.2.).

Las ranuras laterales tienen un intereje de aproximadamente $1 \div 2$ m y dimensiones muy limitadas.

En caso de que se haya previsto la existencia de una capa superior, ésta última es un buen lugar para una malla electrosoldada adecuada para realizar las conexiones transversales (Véase la fig. 4.3.).

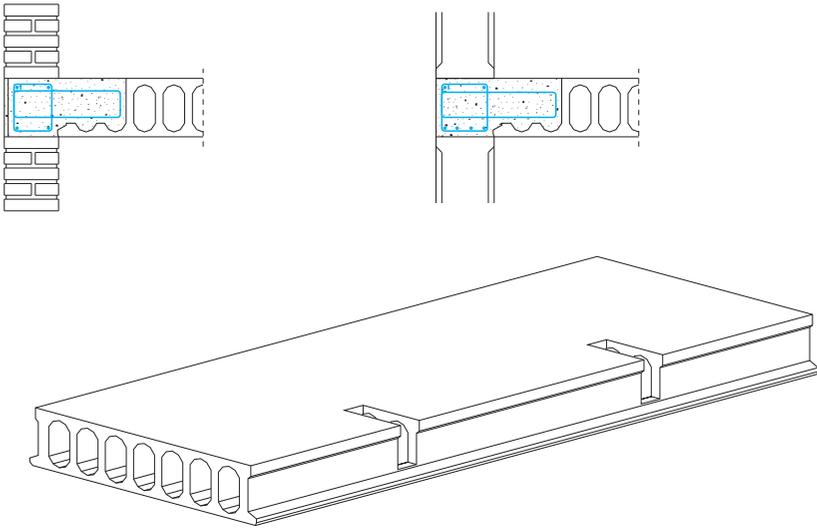


Fig. 4.2 Las conexiones laterales en caso de que no haya capa superior.

Para la EC 2 ENV 1992-1-3 pár. 5.21.2.a) los enlaces perimetrales también pueden introducirse en la junta longitudinal entre la penúltima y la última losa hueca del extremo a condición de que sea dentro de una banda de 1,2 m desde el lado libre del forjado.

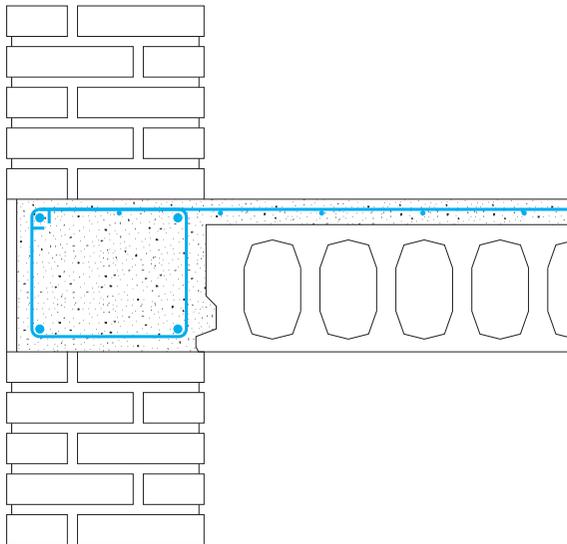


Fig. 4.3 La conexión lateral en caso de que haya capa superior.

Otro lugar para emplazar las barras que constituyen el zuncho de enlace lateral puede ser el constituido por el alvéolo que está cerca del borde de la placa tal y como muestra la fig. 4.4.

En dicho alvéolo se doblarán y anclarán las barras de enlace intermedio A_i .

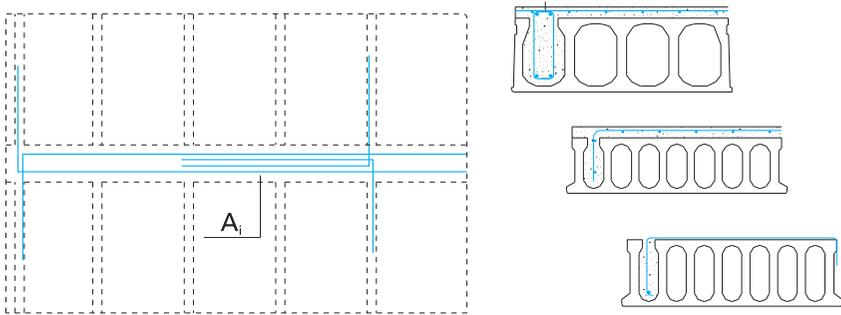


Fig. 4.4 Enlace lateral añadido a la losa hueca o en la última junta longitudinal tanto si hay capa superior como si no la hay.

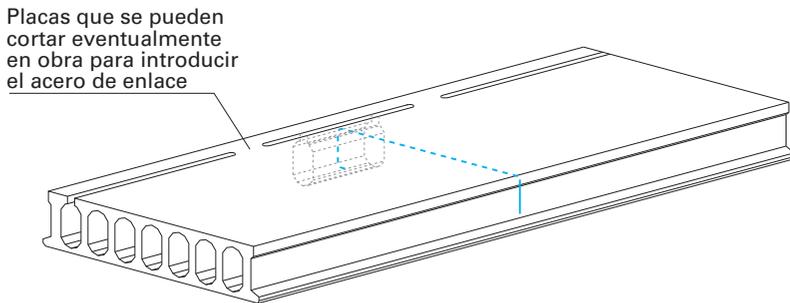


Fig. 4.5 La losa preparada para un enlace lateral perimetral. Los aceros transversales enganchados en la losa hueca, que vinculan la losa al enlace perimetral en zonas sísmicas, serán por lo menos dos por luz de forjado $l > 6,0$ m y al menos uno por luz $4,0 < l < 6,0$ m y tendrán secciones al menos iguales a $33,3 \text{ mm}^2/\text{m}$ (D.M. del 03.12.87 pár. 2.11.1.3.e).

En las losas preparadas para añadir el zuncho perimetral, la apertura de las ranuras se realiza en fábrica sobre tramos de largo no superior a 2 m, dejando que se corten in situ las placas de hormigón restantes entre las ranuras (Véase la fig. 4.5).

4.1.2. Anclaje de la armadura pasiva en la losa hueca

La eficacia de cada conexión metálica entre el extremo de la losa hueca y cualquier estructura de alrededor está en el anclaje perfecto de la armadura pasiva en la ranura y/o en la junta longitudinal.

Para estar seguros de la eficacia de la conexión, hay que considerar los siguientes puntos:

- el vertido en obra para llenar la ranura y/o la junta debe quedar bien fijado al elemento prefabricado.
- la armadura pasiva debe quedar bien enganchada en el vertido realizado en obra para llenar la ranura o la junta.

Para garantizar las funciones mencionadas habrá que seguir los siguientes puntos:

- a) la clase del hormigón vertido debe ser por lo menos C 20/25 (Véase los párrafos anteriores 3.2 y 3.4). Conviene que el vertido sea bien comprimido y vibrado.
- b) La tensión de deslizamiento τ_{sd} entre el hormigón del elemento prefabricado (superficie extrusa o trefilada) y el hormigón vertido in situ, bajo la acción de máxima tracción de las armaduras enganchadas en la misma ranura, según la Norma Europea (ENV 1992-1-3 pár. 4.5.3.3 calculada para la clase de hormigón C 20/25 (Véase también el párrafo anterior 3.2) debe ser:

- en las ranuras $\tau_{sd} \leq 0.22 \text{ N/mm}^2$
- en las juntas longitudinales entre losas $\tau_{sd} \leq 0.067 \text{ N/mm}^2$

y en cambio para la Norma Italiana (D.M. del 09.01.96, pár. 7.1.6.2) puede ser tanto en las ranuras como en las juntas $\tau_{sd} \leq 0.30 \text{ N/mm}^2$

- c) la superficie del elemento prefabricado debe estar bien limpia y el hormigón de vertido debe ser de fraguado lento y de retracción limitada;
- d) la parte inferior de la ranura en la que se ha acumulado residuos de hormigón seco, normalmente no se considera superficie de contacto eficaz;

En lo que respecta al anclaje del acero hay que comprobar que:

- e) la longitud de adherencia del acero pasivo (preferiblemente de adherencia mejorada) respete los valores exigidos por las Normativas (D.M. 09.01.96 pár. 5.3.3);
- f) el acero quede bien recubierto por el hormigón compacto en toda su longitud;
- g) la parte final de las ranuras esté cerrada por un tapón para que el vertido quede dentro durante el vibrado (esta recomendación vale sobre todo para espesores de losa hueca $h \geq 250 \text{ mm}$).

4.2 La realización de los vínculos estructurales

Hasta los años 70' la losa hueca se utilizó sobre todo para la "prefabricación" en la que se preveían estructuras montadas preferentemente en seco y, por lo tanto, simplemente apoyadas.

Hasta hace pocos años la gran mayoría de las losas huecas producidas en el mundo ha sido aplicada con apoyo simple por motivos de economía y rapidez en las operaciones de construcción.

Desde los años 70 la prefabricación de los edificios se ha ido transformando paulatinamente en “industrialización de la construcción por componentes”, y se ha puesto mayor énfasis en las conexiones y los vertidos realizados en obra para darle al conjunto estructural el monolitismo tradicional. Actualmente también es necesario que la losa hueca cumpla prestaciones de estructuras evolucionadas.

A continuación se analizarán las peculiares características de los vínculos aplicados a la losa hueca y las modalidades específicas para realizarlos, prescindiendo de los dimensionamientos y los cálculos de las fuerzas en juego, para los cuales habrá que consultar el segundo Volumen.

4.2.1 Apoyo simple

Cada tramo de luz de losa con apoyo simple debe poder flexionar libremente bajo la acción de las cargas permanentes u variables que se ponen sobre ella. Además, es fundamental garantizar las conexiones necesarias con las estructuras portantes.

Para la Norma Italiana (D.M. del 09.01.1996 pár. 5.3.1 y 7.0.a) y, en casos particulares, también para la Norma Europea (ENV 1992-1-1 pár. 4.2.3.5.6.9) es obligatoria la armadura pasiva colocada lo más bajo posible y bien anclada, capaz de soportar el momento positivo que se desarrolla en zona de transmisión del pretensado.



Fig. 4.6 *Losa hueca simplemente apoyada.*

Con esa finalidad, según las prescripciones existentes, en caso de apoyo simple, la armadura pueda absorber en el E.L.U.. un esfuerzo de tracción igual al cortante total en el apoyo.

Para estas armaduras se recomienda un intereje no superior a 60 cm salvo para losas para cubiertas para las cuales se suele usar un intereje de 120 cm dada la exigüidad de los esfuerzos cortantes.

Para el Eurocódigo y también para la Norma Italiana D.M. del 09.01.1996, en la zona de anclaje de los torones, en los extremos, hay un pretensado con un valor variable linealmente de cero al 100%. La Norma Europea permite que el momento positivo en zona de anclaje lo soporte también el coeficiente de pretensado de dicha sección.

Precisamente la ENV 1992-1-1 en el punto 4.2.3.5.6 (9) prescribe que si la envolvente de las fuerzas de tracción que actúan en la zona de anclaje (combinación de las tracciones debidas al corte con las debidas al momento positivo) supera $f_{tk\ 0,05}$, habrá que comprobar que dicha envolvente no sea mayor que la fuerza de tracción resistente proporcionada, tanto por las armaduras de pretensado como por las armaduras pasivas eventualmente introducidas en la zona de anclaje.

En caso de losas simplemente apoyadas hay que controlar que no se manifiesten los no deseables momentos negativos debidos a descuidos durante la construcción, que pueden provocar inoportunas fisuras (Véase el Anexo Informativo E de la Norma pr. EN 1168).

El Eurocódigo ENV 1992-1-1 en el punto 5.4.2.1.2.1 prescribe que en las construcciones con vertidos en obra difusos, incluso cuando en el diseño se han previsto apoyos simples, debe disponerse una armadura capaz de absorber un momento de flexión negativo derivado de un empotramiento parcial, igual al menos al 25% del momento máximo positivo de luz.

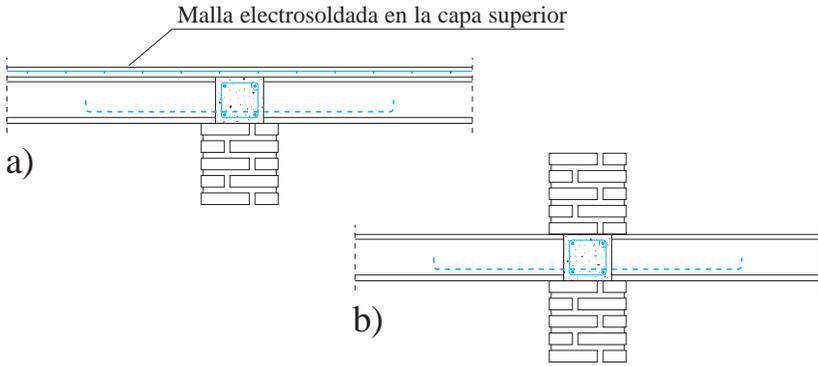


Fig. 4.7 *Apoyos simples falsos con aparición de momentos negativos inesperados:*
 a) *la capa armada de malla electrosoldada crea continuidad y contrarresta la inflexión libre de las losas;*
 b) *el peso de la pared superior bloquea la rotación libre de los extremos de la losa.*

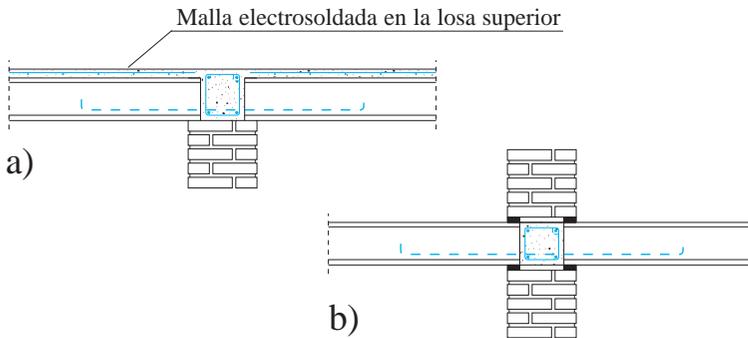


Fig. 4.8 *Buena solución que restituye a la losa la libertad de un apoyo simple.*
 a) *interrupción de la armadura de la capa sobre el zuncho;*
 b) *interposición de bandas de neopreno que permiten la libre rotación de los extremos de la losa.*

4.2.2. Continuidad entre losas sobre más apoyos

Actualmente en Italia, este tipo de vínculo estructural, existe para la mayor parte de las aplicaciones para las que se utilizan losas huecas con vigas vertidas en obra y se aplica también en caso de vigas prefabricadas cuando deben completarse con vertidos in situ.

Se “recomienda” la continuidad, así como las uniones en los extremos cuando es importante tener un conjunto estructural monolítico. Este es el caso de edificios contra sismos o garajes subterráneos en los que las estructuras se componen de vigas prefabricadas y vertidos en obra para completarlas.

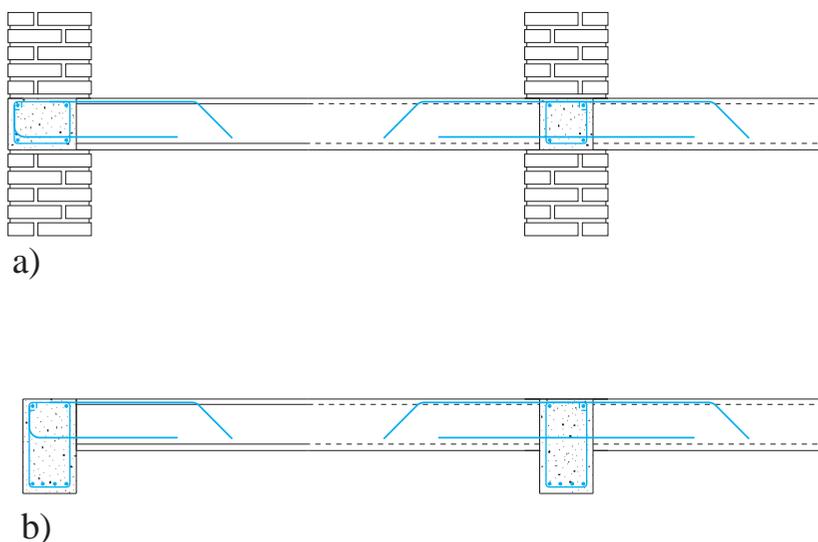


Fig. 4.9 Losas en continuidad sobre más apoyos:
 a) con bloqueo total de los nudos (empotramiento perfecto)
 b) con posibilidad de rotación de los nudos (empotramiento parcial)

En realidad en estos casos los muros de contención, las escaleras, los pilares siempre se hacen en obra y en los garajes con frecuencia se realiza el acabado de los pavimentos en hormigón liso, por lo que para el constructor no supone ningún problema añadir el acero pasivo para obtener la continuidad de las losas huecas.

La continuidad se vuelve “indispensable” cuando la losa hueca se coloca con apoyo indirecto en una estructura totalmente realizada en obra tanto si la forman pilares y vigas como paredes de carga. En estos casos las losas huecas se unen con apoyo indirecto a la estructura de carga sin el soporte de un apoyo por lo que es estructuralmente inadmisibles el vínculo de apoyo simple (Véase la fig. 4.9.b).

El vínculo de continuidad también es “indispensable” cuando el acabado del pavimento es tal que no admite fisuras visibles cerca del apoyo y cuando las flechas bajo las cargas ocasionales y las cargas de larga duración deben ser reducidas al mínimo.

La continuidad también se “recomienda” cuando el ala comprimida de la viga debe implicar estructuralmente a los extremos de losas huecas adyacentes.

Esta parte de las losas colabora estructuralmente como parte integrante de la viga misma.

Esto permite obtener una viga portante más baja (Véase la fig. 4.16).

Finalmente el vínculo de continuidad es una “consecuencia no deseada” y el proyectista debe tenerla en cuenta, en caso de que existan unas condiciones de construcción determinadas como las de la fig. 4.7: capa colaborante armada con malla electrosoldada o paredes de carga que ensamblan los extremos de la losa hueca y bloquean su rotación libre.

Una losa hueca simplemente apoyada posee un estado de tensión importante, cerca del apoyo, debido a la presencia simultánea tanto de las tensiones de “spalling”, como de las tensiones de difusión del pretensado (splitting) y de las tensiones debidas al corte.

La última biela comprimida dentro de cada alma contribuye de manera positiva para contrarrestar el “spalling” y “splitting”.

En caso de losas para las cuales se realiza en obra el vínculo de continuidad, la situación de tensión interna mejora considerablemente en todos los sentidos por los esfuerzos de compresión en el borde inferior que siempre son de considerable importancia (Véase la fig. 4.10).

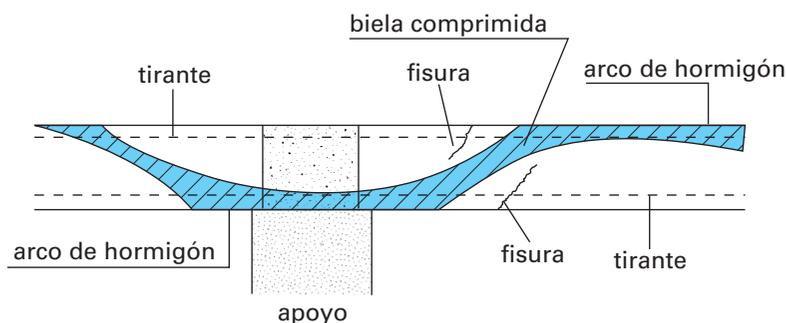


Fig. 4.10 Los mecanismos arco-tirante que funcionan en correspondencia con los apoyos de las losas huecas con vínculo de continuidad (Prof. Franco Levi – Politécnico de Turín 1983).

En efecto, la posibilidad de que se formen fisuras en la zona sometida a momento negativo, en los elementos con vínculo de continuidad, no puede impedir de ninguna manera que se establezcan dos mecanismos con arco de hormigón y tirante de acero cuyas concavidades están orientadas en direcciones opuestas (hacia arriba sobre el apoyo y hacia abajo en luz).

La presencia simultánea de bielas comprimidas en los dos sistemas impide que las fisuras, producidas por dos momentos de flexión de signo opuesto, puedan llegar a unirse y esta situación se puede apreciar en la fig. 4.10.

Al realizar diseños de losas huecas con momentos negativos en los apoyos hay que tener en cuenta los aspectos técnicos y económicos que figuran en la Tabla 4.1 y valorar su conveniencia en relación con el método

correspondiente al diseño más simplificado basado en el vínculo de apoyo simple.

Tabla 4.1

Exigencia según el diseño	Ventajas debidas a la continuidad	Inconvenientes debidos a la continuidad
1. Resistencia a flexión (y corte) en el E.L.S. y en el E.L.U.	<ul style="list-style-type: none"> - con igual espesor de la losa hueca y de la armadura de pretensado se pueden obtener momentos de resistencia hasta un 30% más elevados. - La resistencia a cortante depende del número de ranuras llenadas en los extremos en obra. 	<ul style="list-style-type: none"> - Mayor incidencia de la armadura pasiva adicional (hasta 3 kg/m²) y de hormigón vertido en obra (hasta 20 litros/ m²) para las uniones en los extremos. - Hay que prever una pequeña sección de acero de pretensado en el borde superior de las losas y algunos alvéolos abiertos por la parte superior de los extremos (ranuras) - Hay que poner tapones en los orificios a una distancia establecida de los extremos. - Hay que controlar el máximo pretensado de las losas en el borde inferior, para evitar esfuerzos de compresión excesivos debidos al momento negativo.
2. Resistencia al fuego.	<ul style="list-style-type: none"> - A igual espesor y armadura de pretensado la resistencia puede aumentar un 30%. 	<ul style="list-style-type: none"> - Véase el punto 1.
3. Resistencia al sismo.	<ul style="list-style-type: none"> - Se disminuye la magnitud de las fuerzas horizontales referidas a un valor más alto del factor “q” de comportamiento de la estructura por la mayor ductilidad y disipación de energía. 	<ul style="list-style-type: none"> - Véase el punto 1.
4. Mínima deformación elástica y de larga duración bajo cargas permanentes y ocasionales.	<ul style="list-style-type: none"> - A igual espesor las deformaciones se reducen hasta 2 ÷ 5 veces. 	<ul style="list-style-type: none"> - Véase el punto 1.
5. Eliminación de las fisuras visibles derivadas, en apoyos de forjados con más tramos.	<ul style="list-style-type: none"> - Siempre se respecta esta exigencia indicando en el diseño número, sección y distancia entre las barras de armadura pasiva para momentos negativos. 	<ul style="list-style-type: none"> - Véase el punto 1.
6. Reducción del espesor de la viga portante	<ul style="list-style-type: none"> - Se obtiene alargando en la losa el ala comprimida de la viga. 	<ul style="list-style-type: none"> - Véase el punto 1.
7. Losas huecas sostenidas por vigas vertidas in situ del espesor de las losas.	<ul style="list-style-type: none"> - La aplicación es posible. 	<ul style="list-style-type: none"> - Véase el punto 1. - La sección de la losa hueca de 120 cm de ancho debe garantizar que el espesor total de las almas sea de unos 40 cm para minimizar los esfuerzos de suspensión. - El pretensado en el borde inferior no debe ser excesivo para que las tensiones de “spalling” en todas las almas sean limitadas.

Los forjados realizados con losas huecas pueden considerarse continuos para las cargas que actúan después de la colocación en obra de los elementos prefabricados, si se respetan las siguientes condiciones:

- a) que las armaduras pasivas de continuidad se pongan a un intereje no superior a 60 cm;
- b) que se respeten las normas sobre la adherencia entre el hormigón prefabricado y el vertido en obra (Véase el pár. 3.2 anterior) y entre este y los aceros de continuidad que lleva, teniendo en cuenta una sollicitación en el acero igual al valor al que está sujeta la armadura en la sección del extremo de la losa (D.M. 09.01.96 pár. 5.3.3 y 7.3.3, EC2 ENV 1992-1-1 pár. 5.4.2.1.3);
- c) que la armadura de continuidad esté anclada, por sus extremidades, al borde inferior de la losa mediante gancho o patilla.
- d) que el espesor de la losa no sea inferior a $12 \div 15$ cm.

Las condiciones impuestas anteriormente tienden a cumplir con los siguientes requisitos:

- a) la armadura de continuidad debe ser lo suficientemente difusa y estar bien anclada;
- b) la adherencia entre el elemento prefabricado y el hormigón para el macizado debe estar asegurada tal y como se indica en los puntos a), b) y c) del párrafo anterior 4.1.2 y la adherencia entre acero y vertido macizante según los puntos d), e) y f) del mismo párrafo.
- c) El anclaje terminal de la armadura en el borde inferior de la losa elimina la posibilidad de que se desprenda el hormigón del borde superior tesado de la losa (Véase la fig. 4.11).

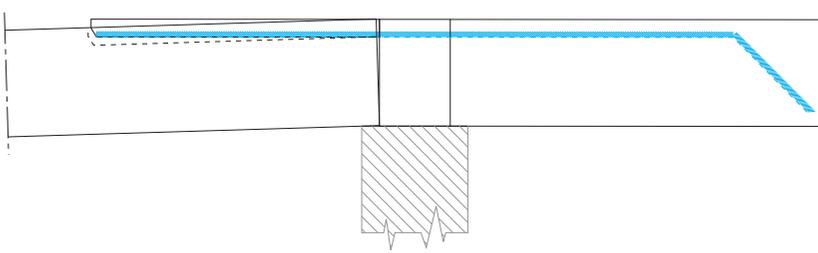


Fig. 4.11 Sin anclaje terminal en el borde inferior, el acero tesado puede provocar el inconveniente que muestra la figura.

- d) una losa hueca con espesor inferior a $12 \div 15$ cm difícilmente puede llevar una armadura que permita realizar una continuidad estructural válida.

En caso de forjado con continuidad, las armaduras resistentes a cortante colocadas en el borde inferior correspondiente con los apoyos, deben absorber el esfuerzo de tracción igual al corte, calculado solo para el peso propio y para el peso de los vertidos realizados en obra para completarla.

De hecho, las cargas permanentes y variables, aplicadas sucesivamente generan momentos negativos sobre los apoyos y por lo tanto no existe tracción mas bien compresión en el borde inferior de la losa en la zona de apoyo.

Independientemente de los efectos de viscosidad y de retracción y también de la redistribución de los momentos, los momentos positivos de la losa se obtienen sumando:

en una 1ª fase: el momento de peso propio de la losa hueca completada con el vertido en obra, calculado en apoyo simple;

y en una 2ª fase: el momento positivo máximo debido a las cargas permanentes más las variables, calculado en continuidad en la peor condición de carga.

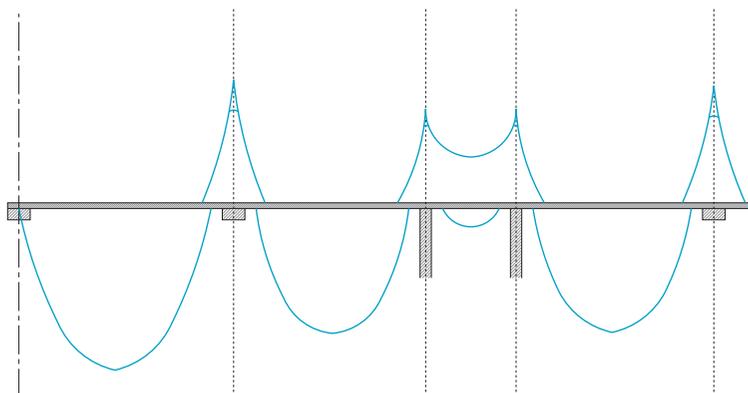


Fig. 4.12 Secuencia de los máximos momentos negativos y positivos en un forjado en continuidad debidos únicamente a las cargas permanentes y variables de la 2ª fase:

- los momentos negativos que deben tenerse en cuenta para los apoyos se deben a la condición de carga más desfavorable;
- los momentos positivos se deben a la condición peor de las cargas y se sumarán a los momentos positivos de la 1ª fase (peso propio de las losas en apoyo simple);
- la rigidez de los diversos tramos de forjado debe ser constante en el cálculo de la continuidad;
- hay que observar los momentos negativos de luz generados por condiciones de carga determinadas y prever, a modo de protección, una adecuada armadura pasiva o de pretensado.

Por consiguiente, los momentos negativos máximos en los apoyos se obtienen del cálculo de continuidad únicamente de las cargas de la 2ª fase, permanentes más variables en la condición más desfavorable.

En lo que respecta a los efectos de viscosidad y retracción Véase el segundo Volumen, Capítulo 6.

Tal y como se indica en la fig. 4.12 el vértice de la cúspide de los momentos negativos queda amortiguado en función de la anchura del nudo teniendo en cuenta que la viga misma ya absorbe la parte de momento negativo correspondiente con la cúspide sobre el apoyo (redondeado en parábola).

4.2.3. Redistribución de los momentos debida a la ductilidad del nudo

Después de haber calculado los momentos negativos máximos en los apoyos, tal y como se ha indicado en el párrafo anterior, y después de haber procedido al redondeado en parábola de las cúspides tal y como indica la fig. 4.12, hay que tener en cuenta la ulterior disminución de los momentos negativos máximos, en perjuicio de los máximos momentos positivos aplicando una redistribución de los momentos.

La mayor ductilidad del nudo vertido en obra, en realidad de clase claramente inferior respecto al hormigón del elemento prefabricado, hace que se redistribuya un porcentaje determinado del momento negativo aumentando el momento positivo de luz (Véase la fig. 4.13).

La redistribución de los momentos debe efectuarse teniendo en cuenta la suma de los distintos componentes de ductilidad del nudo:

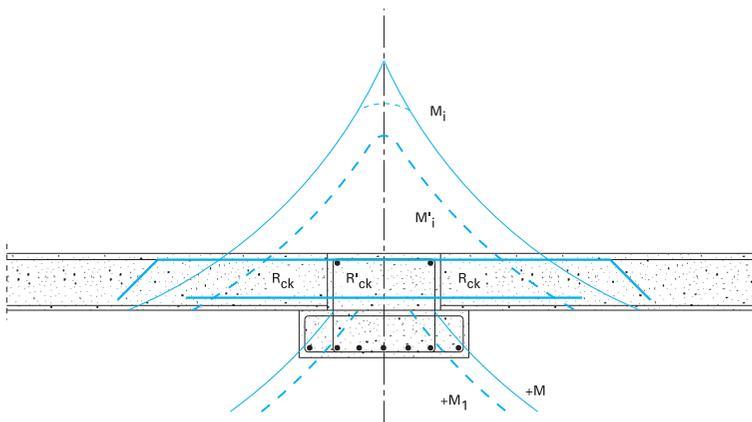


Fig. 4.13 El momento negativo M_i se reduce a M'_i a causa de la mayor deformabilidad tanto elástica como viscosa del hormigón con resistencia R'_{ck} . Por consiguiente los momentos positivos de luz aumentan otro tanto.

- **en régimen puramente elástico** el hormigón del nudo tiene el módulo elástico E'_{cm} inferior al módulo elástico E_{cm} del hormigón prefabricado y la redistribución depende de la relación E'_{cm}/E_{cm} (Véase el siguiente Capítulo 6 par. 6.3.2).
- **en régimen viscoso** hay que tener en cuenta el componente de deformación viscosa debido a las acciones exteriores (cargas) y el componente debido al pretensado. Los efectos también pueden tener el signo contrario entre ellos (Véase el siguiente Cap. 6 par. 6.3.3 y 6.3.4) por lo cual, en una primera aproximación, dicho componente puede considerarse nulo.

En definitiva si se indica con δ la relación entre el momento negativo M'_i efectivo tras la redistribución y el momento negativo M_i teórico antes de la redistribución, se obtiene

$$M'_i = \delta M_i$$

El valor δ igual a la raíz de la relación entre las resistencias características de los dos hormigones no queda muy lejos de la realidad

$$\delta = \sqrt{R'_{ck} / R_{ck}}$$

a condición de que se haya verificado las prescripciones idénticas en la Norma Italiana D.M. 09.01.96 pár. 4.1.13 y en la Norma Europea ENV 1991-1-1 pár. 2.5.3.4.2 en las cuales:

x = profundidad del eje neutro en el E.L.U. tras la redistribución

d = altura eficaz de la sección

debe dar:

$$\delta \geq 0.44 + 1.25 x/d \quad (\text{para hormigón } R_{ck} \leq C35/45)$$

$$\delta \geq 0.56 + 1.25 x/d \quad (\text{para hormigón } R_{ck} > C35/45)$$

En cualquier caso con aceros de elevada ductilidad, tipo FeB 44k, δ debe estar comprendido entre 0,7 y 1,0.

$$0,7 \leq \delta \leq 1,0.$$

Una vez se haya identificado la entidad real de los momentos negativos sobre los apoyos, hay que colocar el número necesario de barras resistentes a tracción ancladas para tener una longitud de adherencia regular, a partir del punto en que dichas barras ya no son solicitadas (Véase ENV 1992-1-1 puntos 5.2.2.3; 5.2.3.4; 5.4.2.1.3).

Además habrá que comprobar que las sollicitaciones de compresión inducidas por el borde inferior de la losa hueca del momento negativo, sumadas a las sollicitaciones de pretensado, en esa sección, no superen el valor máximo aceptable para la clase de hormigón del elemento prefabricado pretensado.

Siempre hay que recordar lo indicado al principio de este párrafo, es decir, que la redistribución de los momentos debe aumentar el momento positivo de luz exactamente según la disminución de los momentos negativos sobre los apoyos.

4.2.4. Empotramiento por voladizo

La losa hueca con voladizo puede ser de varios tipos tal y como indica la fig. 4.14.

La realización según la fig. 4.14 a) normalmente se aplica en caso de salientes inferiores a $1,20 \div 1,50$ m con sobrecargas poco importantes. El acero de pretensado en el borde superior normalmente los productores lo introducen moviendo las losas huecas mediante carretillas elevadoras con inevitable presencia de vuelos de losa en régimen de sollicitación dinámica. Con este tipo de armadura se realizan salientes para aleros en las cubiertas y otros pequeños voladizos, pero siempre en caso de que no haya sobrecargas importantes.

Siempre hay que controlar la adherencia de los aceros de pretensado en el hormigón de la zona superior de la losa hueca, que es un poco menos compacta que la parte del intradós correspondiente.

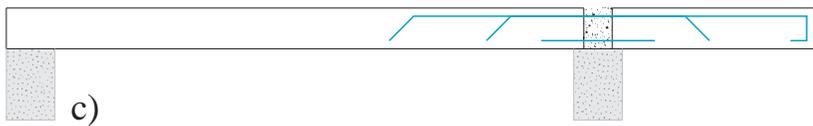
Además esta armadura del voladizo no es muy adecuada ya que disminuye la capacidad de carga de la losa hueca en el tramo de luz entre los dos apoyos, dado que aumenta el momento positivo.



Trenzas o alambres por el pretensado del borde superior.



Armadura pasiva introducida en el prefabricado en producción, aún fresco, o en obra en la ranura especial.



Armadura pasiva introducida en obra con apuntalamiento provisional de las losas-voladizo.

Fig. 4.14 *Tres tipos distintos de utilización de una losa hueca con voladizo.*

En caso de losa para aleros con capa colaborante, la armadura para el voladizo se suele introducir en la capa vertida en obra y se adopta la solución b).

La realización según la fig. 4.14 b) es la más utilizada en caso de salientes de mediana longitud y sobrecargas de mediana importancia porque garantiza mejores prestaciones estáticas respecto a la realización anterior.

Siempre deben verificarse las sollicitaciones de compresión en el hormigón del borde inferior de la losa, que corresponde al apoyo del voladizo, porque la compresión debida al momento negativo se suma a la compresión propia de la estructura pretensada.

Por ello se verifican, con frecuencia, las inflexiones poco estéticas elásticas y viscosas del voladizo hacia abajo debidas a excesivas sollicitaciones de compresión en el borde inferior.

La realización según la fig. 4.1.4 c) es la más adecuada en caso de importantes salientes (de hasta 5 m) y/o considerables sobrecargas.

En este caso, también debe verificarse, la sollicitación de compresión en el hormigón del borde inferior de la losa en dos apoyos debido al pretensado existente en la zona del extremo.

Desde el punto de vista estético, esta solución es excelente porque el apuntalamiento permite realzar la extremidad del alero para prevenir el descenso provocado por la deformación elástica y viscosa de la zona de empotramiento del voladizo.

4.3. El nudo viga-forjado.

4.3.1 Premisa

En este punto se examinarán uno por uno los distintos tipos de nudo entre vigas portantes y losas huecas.

Es fundamental tener en cuenta que, en todos los ejemplos constructivos que figuran a continuación, el extremo de las losas huecas lleno hasta la profundidad deseada con hormigón vertido en obra, convenientemente vibrado y con la resistencia característica deseada, funciona perfectamente como ala estructuralmente colaborante con la viga portante a la que va unida mediante una armadura adecuada.

El momento de inercia de la viga aumenta mucho cuando se tienen en cuenta las alas colaborantes de losa hueca calculadas como sección rectangular llena constituida por hormigón con la misma clase de resistencia que el hormigón vertido en obra.

Para conseguir que el extremo de la losa hueca tenga una función de ala, ya en fase de diseño, deberá seguir las pautas que aparecen en las figuras 4.15. y 4.16.

Además es indispensable una buena armadura pasiva de unión superior e inferior entre las losas huecas cuyos extremos constituyen alas de la misma viga portante, para que no se produzcan macrofisuras debidas a deslizamiento transversal de los extremos de la losa que no estén unidos a la viga con la armadura adecuada.

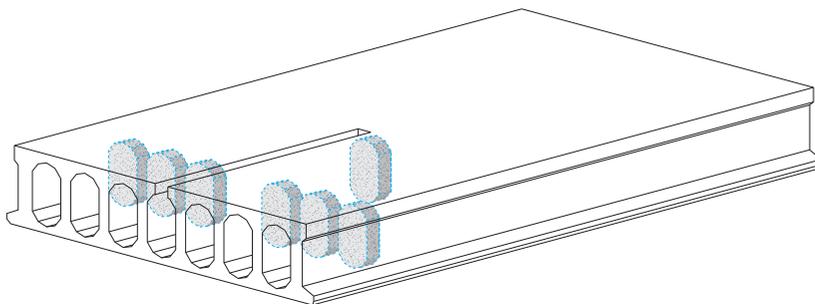


Fig. 4.15 Extremo preparado para el vertido de una pequeña ala colaborante con la viga portante.

Si la profundidad del ala se limita a $1,5 \div 2,0$ veces el espesor de la losa, los alvéolos sin ranuras deberán quedar tapados a la profundidad deseada tal y como se indica en el párrafo anterior 2.3.7 y se puede apreciar en la fig. 4.15.

En dicho caso el hormigón vertido en obra bien vibrado podrá penetrar en los orificios hasta la profundidad en que se encuentren los tapones y ser comprimido hasta ocupar todo el espacio que queda libre.

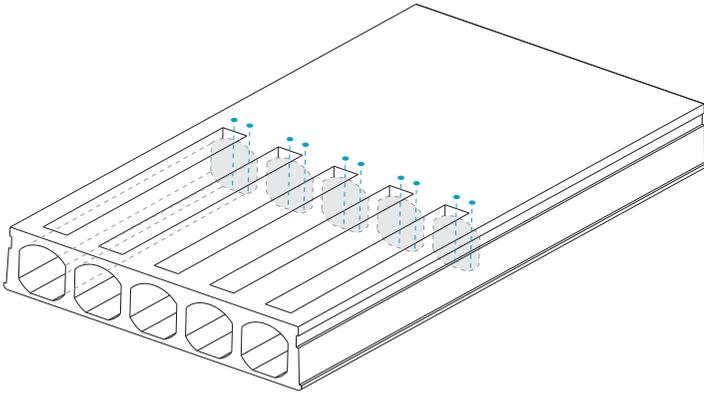


Fig. 4.16 Extremos de las losas preparados para el vertido de un ala colaborante de bastante extensión.

Si se aumenta el ancho del ala hasta la máxima extensión permitida por las Normativas (D.M. 09.01.1996 pár. 5.5 y ENV 1002-1-1 pár. 2.5.2.2.1) es indispensable preparar el extremo de la losa con todos los orificios abiertos por la parte superior hasta la profundidad necesaria (Véase la fig. 4.16) para permitir que se pueda llenar cuidadosamente el ala con hormigón vertido en obra y vibrado.

4.3.2 Vigas prefabricadas en “T” invertida y en “L”

Las vigas de este tipo generalmente son autoportantes sin ala colaborante. La losa hueca debe ser considerada casi siempre en apoyo simple por la existencia del alma vertical de la viga que no facilita al vertido en obra del nudo viga-losa (Véase la fig. 4.17).

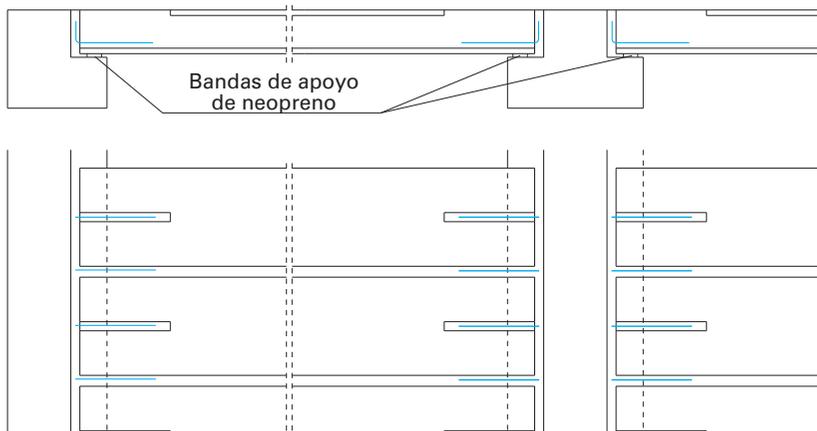


Fig. 4.17 Losas huecas en apoyo simple sobre vigas en “T” invertida y en “L”.

Por lo tanto el apoyo de la losa hueca debe ir sobre bandas de goma (Véase el par. 3.6 anterior) dado que el vínculo sigue siendo con apoyo simple, incluso para sobrecargas permanentes y ocasionales aplicadas sucesivamente.

Se puede hacer un vínculo de continuidad entre las losas huecas únicamente si se abren por arriba todos los orificios o al menos un número adecuado de orificios por el extremo de las losas, para permitir realizar un cuidadoso vertido en obra entre el extremo de cada losa y el alma de la viga.

Dicho vertido, si se comprime bien, puede garantizar el indispensable contrarresto horizontal de los esfuerzos de compresión generados en el borde inferior de las losas por el momento negativo de continuidad (Véase la fig. 4.18).

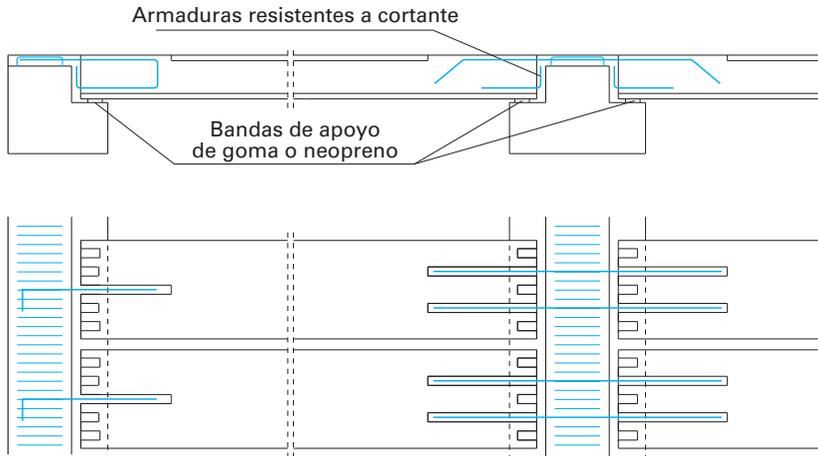


Fig. 4.18 Losa hueca en continuidad sobre vigas en "T" invertida.

4.3.3 Vigas prefabricadas en "I"

Estas vigas casi siempre son pretensadas y siempre autoportantes para el peso propio de las losas y de los vertidos adicionales.

Después de haber colocado las losas huecas en la obra, se colocan las armaduras pasivas que aseguran el tipo de vínculo previamente seleccionado para las cargas permanentes y ocasionales aplicadas sucesivamente.

Una posible ala colaborante con la viga, hecha gracias al vertido en obra del nudo viga-losa, puede tenerse en cuenta únicamente en caso de forjado continuo o al menos parcialmente continuo. El ala colaborante entra en juego únicamente para las sobrecargas permanentes y ocasionales.

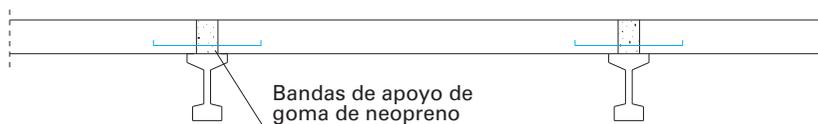


Fig. 4.19 Vigas prefabricadas en "I" con losa en apoyo simple.

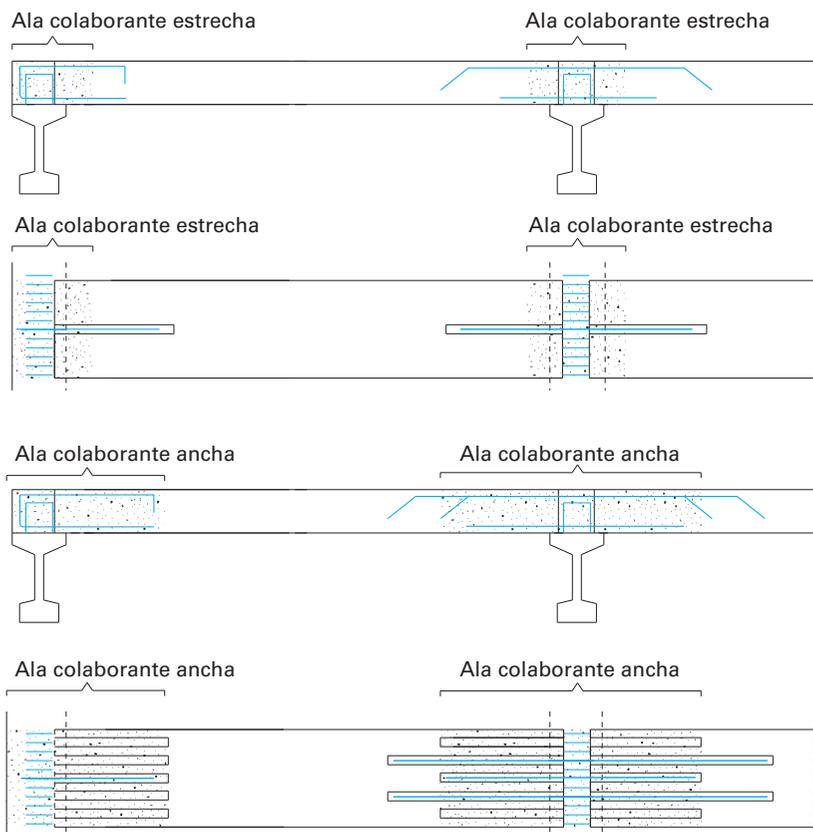


Fig. 4.20 Vigas prefabricadas en “I” con losa hueca en continuidad y distintas alas colaborantes.

- una ala colaborante estrecha se obtiene introduciendo tapones en los orificios dentro del extremo de la losa;
- un ala colaborante ancha se obtiene abriendo una ranura en cada orificio del extremo.

4.3.4 Vigas semiprefabricadas

Se componen de una base rectangular prefabricada que también puede ser pretensada y van provistas de armadura de estribos salientes por arriba.

En ocasiones estas vigas sustentan únicamente su propio peso.

En dicho caso deberán apuntalarse provisionalmente para sostener el peso de las losas y de los vertidos adicionales que al penetrar en los extremos de la losa hueca constituyen la eventual ala colaborante con la viga.

Para garantizar la colaboración estructural del ala superior con la viga, la losa debe quedar vinculada con la viga con armadura superior o inferior cada 40 cm aproximadamente y deben comprobarse los conectores de unión para garantizar que pueden sostener los esfuerzos de deslizamiento.

Cuando la viga semiprefabricada se apuntala antes de la colocación de las losas, todos los pesos propios, de las losas y de los vertidos realizados en obra, además de las cargas permanentes y ocasionales, los soporta la viga sustentadora junto con el ala colaborante.

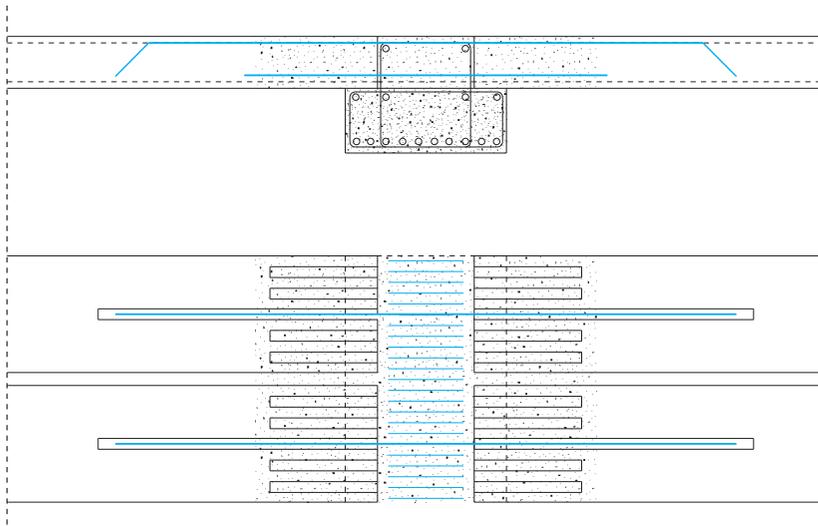


Fig. 4.21 Vigas semiprefabricadas de H°A° y H°P°. El nudo viga-losa hueca siempre debe constituir el vínculo de continuidad o al menos de continuidad parcial.

4.3.5 Vigas de perfil normalizado de acero

El acoplamiento de la losa hueca con las vigas de acero es muy frecuente en Norteamérica y en el norte de Europa. Es menos frecuente en Italia dado el uso limitado de estructuras de portantes de acero.

La losa hueca casi siempre se apoya sobre el ala superior de las vigas, sobre las cuales se sueldan los conectores de remache, que permiten tener en cuenta la colaboración estructural entre vigas de acero y hormigón vertido en obra.

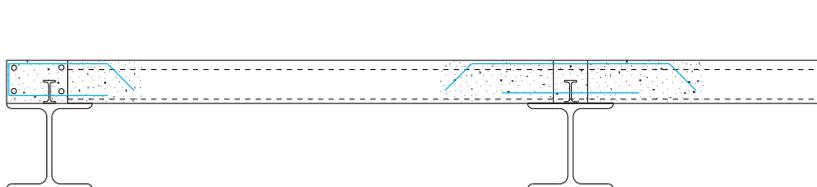


Fig. 4.22 Losas huecas sobre vigas de acero. Los conectores de remache pueden ser soldados por inducción sobre la viga incluso después de la colocación de la losa in situ.

Si la losa hueca se coloca con continuidad o al menos con continuidad parcial sobre la viga de acero con conectores, el hecho de tener en cuenta la colaboración del hormigón de los extremos de la losa que constituyen el ala superior comprimida de la viga compuesta resultante es una ventaja.

Las vigas de acero siempre tienen el tamaño adecuado para sostener por autosustentación, el peso propio de las losas y de los vertidos adicionales, por lo que la viga compuesta recibe únicamente cargas permanentes y ocasionales aplicadas sucesivamente.

En muy raras ocasiones la losa hueca se apoya sobre el ala inferior de la viga de acero debido a las dificultades que aparecen para el montaje en la obra.

En este último caso, resulta casi imposible obtener un vínculo de continuidad entre las losas, debido a la dificultad de la ejecución de un vertido perfectamente comprimido entre el extremo de la losa y el alma vertical de la viga.

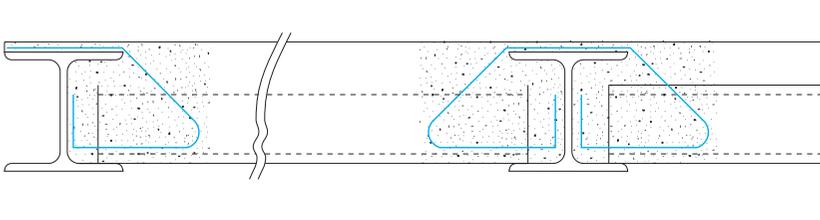


Fig. 4.23 La losa hueca apoyada sobre el ala inferior de la viga de acero.

4.3.6. Vigas reticulares de acero

Están constituidas de una base de chapa con bastidor superior.

La losa hueca se apoya sobre la solera de chapa y el vertido en obra adicional abarca el total espesor de la losa, penetrando incluso, dentro de los orificios hasta la profundidad deseada.

La losa siempre se une a la viga con armadura difusa que garantiza el vínculo de continuidad o al menos de continuidad parcial.

Antes de la colocación de las losas huecas sobre las vigas reticulares, salvo en determinados casos de autosustentación expresamente prevista en el diseño, es indispensable apuntalar la viga para sostener el peso de las losas en fase de montaje y para evitar posibles deformaciones o basculamientos de la viga bajo cargas excéntricas constituidas por las losas montadas en obra de manera asimétrica.

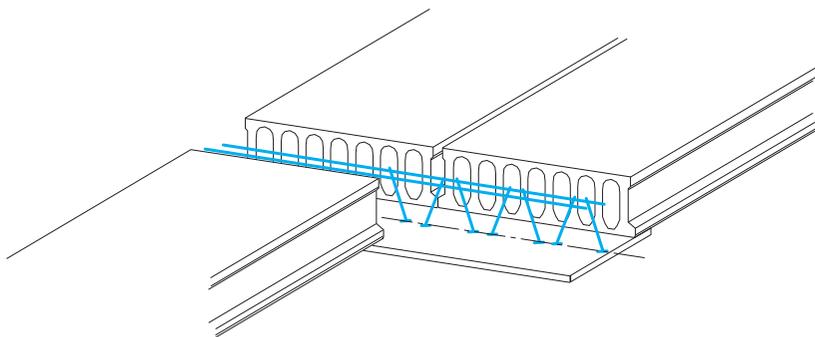


Fig. 4.24 Las losas huecas sostenidas por vigas reticulares de acero.

La viga compuesta resultante tras los vertidos en obra está armada para tracción por la base de chapa y la zona resistente a compresión la compone una ala de hormigón ensanchada en las losas huecas lo necesario para sostener todos los pesos propios y las cargas en juego.

Las armaduras pasivas que unen las losas huecas a la viga compuesta deben ser bien repartidas para constituir el estriado de la viga de ala ancha resultante .

4.4 Vigas confeccionadas en obra

Al menos un tercio de las losas huecas producidas en Italia se combina con vigas portantes confeccionadas en obra y provistas de armadura pasiva.

Las losas huecas casi siempre se colocan en la obra antes del vertido de las vigas y se apoyan provisionalmente sobre plataformas que constituyen un encofrado para el vertido de las vigas.

La armadura de la viga queda vinculada a las losas huecas mediante la armadura de continuidad de las losas.

Los vertidos in situ forman el auténtico cuerpo de la viga y se extienden a las losas huecas para completar el ala de colaboración y tapar las juntas longitudinales entre losa y losa.

La viga resultante configurada con ala superior ensanchada, soporta todas las cargas constituidas por pesos propios de la viga y las losas y por las sucesivas sobrecargas.

Los tres párrafos siguientes identifican dos tipos de nudo entre losa hueca y viga de vertido en obra:

- Losa hueca con apoyo sobre la viga.
- Losa hueca sin apoyo sobre la viga pero sostenida en luz neta.

Este último caso, muy difundido, requiere un profundo conocimiento del nudo viga-losa y de la serie de verificaciones analizadas en el punto 4.4.4.

4.4.1. Losa con apoyo sobre la viga

En caso de importantes sobrecargas sobre el forjado o de cargas del tipo de las de las carreteras, se recurre a una sección de viga con base ensanchada que permite que la losa pueda encontrar un buen apoyo en el cuerpo de la viga.

El estribado de la viga debe ser diseñado como el de la figura 4.25.

Este tipo de viga puede realizarse en dos fases cuando las condiciones especiales de la altura del piso, por ser muy alto, encarecen considerablemente los costes del apuntalamiento.

En tal caso (Véase la fig. 4.26) se realiza el vertido de la parte inferior de la viga habiendo comprobado su autosustentación para sostener el peso propio de las losas.

Entonces se ponen las losas huecas y se realizan los vertidos adicionales capaces de soportar en la configuración final de la viga, las sucesivas sobrecargas ocasionales.

Los vertidos se extienden en las losas huecas para formar las alas colaborantes de la viga debidamente unidas con armadura de reparto al estribado de la viga.

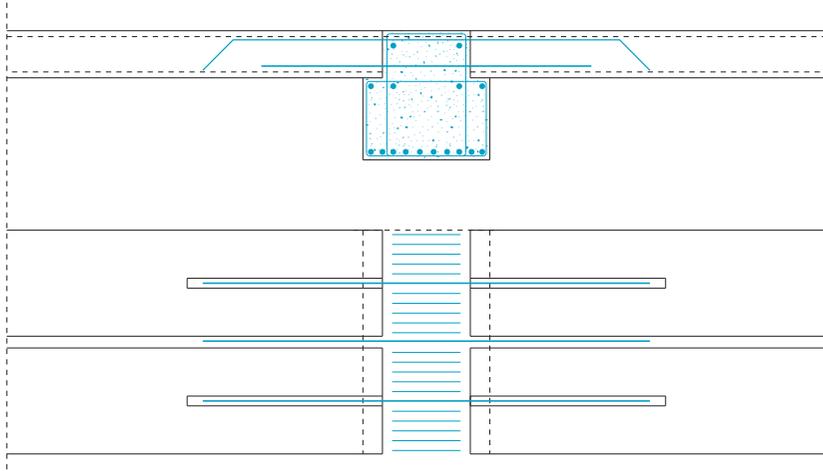


Fig. 4.25 El nudo losa-viga vertida in situ con apoyo de la losa sobre la viga.

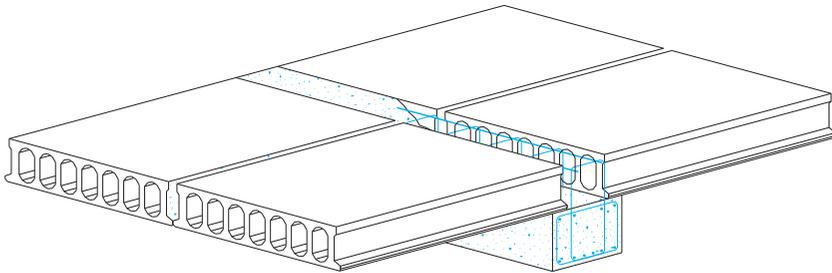


Fig. 4.26 Viga vertida in situ autoportante para el único peso propio de las losas y de los vertidos adicionales.

4.4.2 Losa con luz neta sin apoyo sobre viga

Con frecuencia no está justificado estáticamente aumentar la anchura de la base de la viga para dar apoyo a las losas huecas.

Tal y como muestra la fig. 4.27, la viga puede sostener las losas gracias al vertido de hormigón en obra que desde la viga penetra en los orificios de las losas y gracias a la armadura de continuidad y de unión.

Aparte de lo expuesto en el párrafo 4.4.4 en que figura todo lo referente al cálculo y a la verificación de esta sección, se puede observar que si los núcleos de hormigón vertidos en los orificios, no pueden soportar los esfuerzos cortantes procedentes de la losa en caso de ausencia de estribado, habrá que introducir en el vertido un estribado para resistir el cortante (Véase la fig. 4.28).

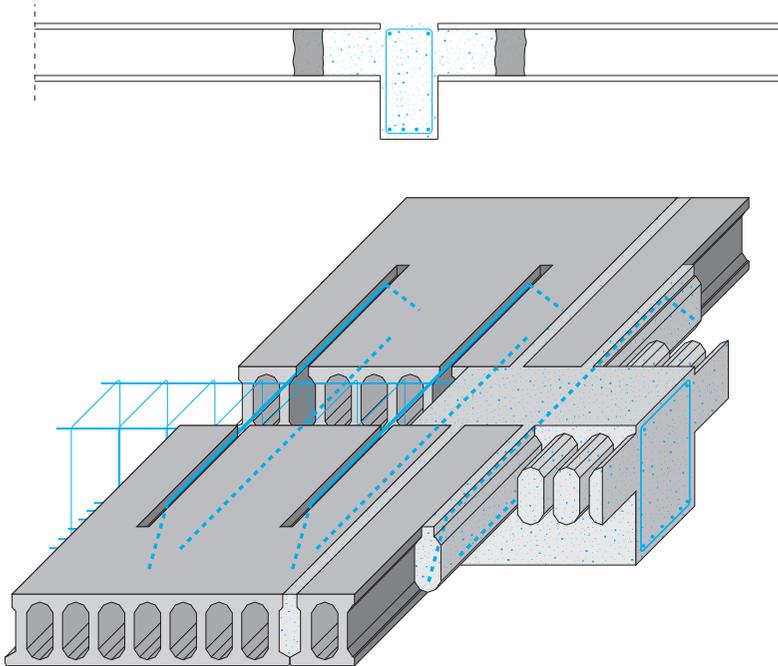


Fig. 4.27 El nudo viga-losa con apoyo indirecto

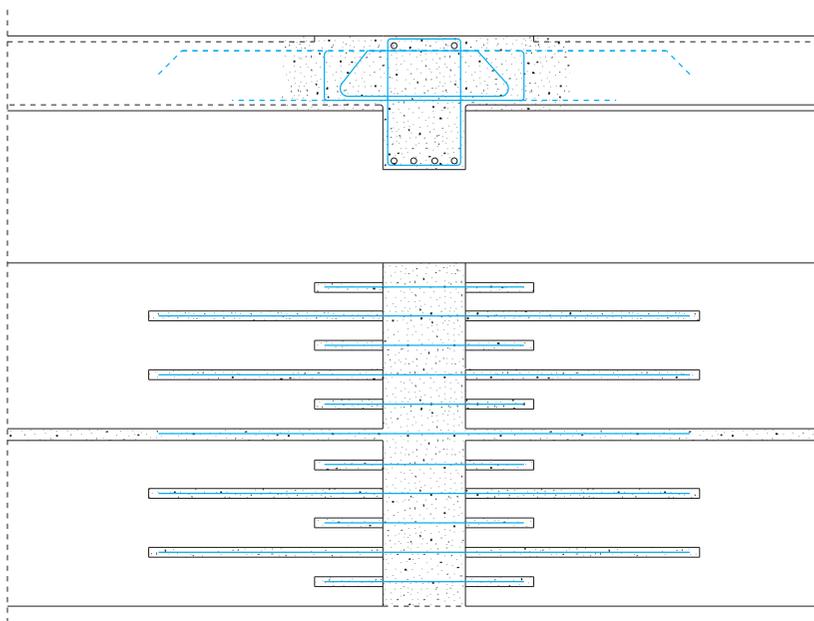


Fig. 4.28 Ejemplo de estribado del vertido en obra en los orificios y en la unión longitudinal.

En estos casos el forjado siempre debe ser diseñado con el vínculo de continuidad y debe preverse una armadura doble debidamente distribuida cada $30 \div 40$ cm en correspondencia con el borde superior e inferior de las losas en las ranuras especiales.

En este nudo viga-losa cada losa hueca queda suspendida de la viga mediante la parte superior de las almas verticales que hay entre orificio y orificio.

Como esas almas no llevan estribos, la tensión de tracción vertical generada en cada alma suspendida tiende a aumentar la tensión de spalling contemplada en el par. 3.5.1 y especialmente en el par. 3.5.2.

Por consiguiente, es indispensable que el cálculo de verificación indicado en el siguiente párrafo 4.4.4. proporcione valores de la tensión σ_{sp} resultante que cumplan con las disposiciones de la Norma Europea prov. EN 1168 y del Eurocódigo EC2 y del D.M. Italiano del 09.01.96.

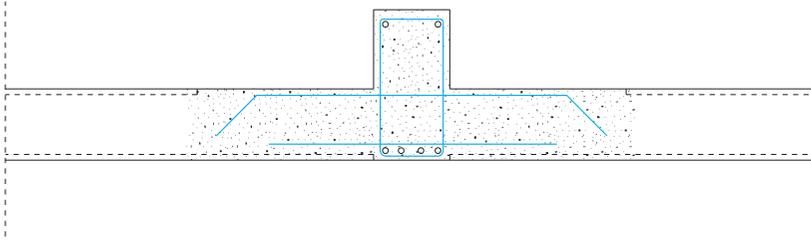


Fig. 4.29 Losas suspendidas por una viga realzada.

La situación menos frecuente que muestra la fig. 4.29 es una variante del nudo al que se refiere este párrafo.

Obviamente el funcionamiento estático del nudo viga-losa es idéntico al de la fig. 4.27.

4.4.3 Viga de platabanda con espesor igual a la losa hueca

En la práctica este caso es muy frecuente, sobre todo en caso de sobrecargas no muy altas (construcciones residenciales o para comercio y también en los aparcamientos de varios pisos).

En este tipo de vigas el ancho del hormigón que ha de contarse en el cálculo también comprende los extremos de las losas huecas hasta la profundidad delimitada por los tapones introducidos previamente en los orificios.

Todos los orificios deben recibir el vertido in situ en una profundidad como mínimo igual al espesor de la losa.

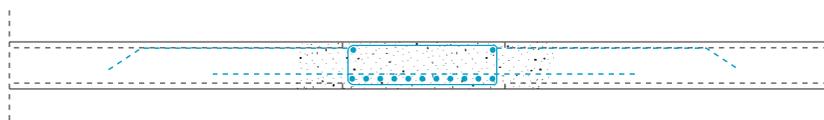
Las losas apoyadas tanto en vigas de platabanda como en vigas reticulares de acero o en vigas como la de la fig. 4.29 merecen una atención especial.

En todos estos casos a cada inflexión de la viga corresponde una idéntica inflexión transversal de los extremos de las losas huecas vinculadas a esa viga. Si la inflexión se acentúa hasta provocar la aparición de fisuras en el hormigón de la viga (fisuraciones admitidas con armadura pasiva) y en las

losas huecas, como en cualquier otro tipo de forjado, aparecen fisuras que parten del extremo y se extienden durante un tramo corto.

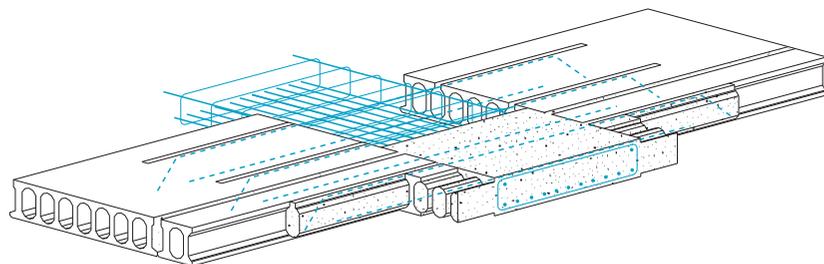
Estas fisuraciones longitudinales, cuando se manifiestan, se abren siempre debajo de los alvéolos y no afectan nunca la zona de debajo de las almas en que están anclados los torones de pretensado.

En todos los casos deben evitarse estas antiestéticas fisuras por lo que lo más deseable es que, en el diseño, las vigas vertidas in situ ya se hayan calculado para ser lo suficientemente rígidas para evitar este inconveniente.



a)

La armadura doble de unión se coloca cada $30 \div 40$ cm con una longitud de adherencia adecuada, igual al menos a la longitud de la zona de anclaje del pretensado.



b)

Todos los orificios deben recibir el vertido in situ con una profundidad igual como mínimo al espesor de la losa.

Fig. 4.30 a) El nudo de losas huecas en continuidad con vigas de platabanda.
b) Conformación del vertido in situ de la viga de platabanda.

4.4.4. Verificación del nudo entre viga vertida en obra y losa hueca con luz neta sin apoyo sobre la viga

Dado que no se prevé la colocación de estribos en las almas de la losa prefabricada, la unión de continuidad entre losas huecas y vigas sin apoyo para la losa debe seguir las prescripciones que figuran a continuación, realizadas de acuerdo con la Norma Europea provisional EN 1168 pár. 4.3.1.6., con el Eurocódigo EC2 y con el DAN Italiano D.M. del 09.01.96. Estas prescripciones se basan en resultados experimentales obtenidos tras la realización de investigaciones en el Politécnico de Turín (Prof. F. Levi, Ing. R. Perazzone, Prof. P.G. Debernardi de 1982 a 1985) y sobre las pruebas estáticas de las aplicaciones estructurales llevadas a cabo en Italia durante estos veinte años.

Prescripciones

- a) El espesor de las losas huecas no debe ser inferior a 15 cm.
- b) Todos los orificios deben llevar tapones para que se puedan llenar convenientemente con hormigón comprimido hasta una distancia, desde la extremidad de la losa, de cómo mínimo el espesor de la losa.
- c) Las losas se colocan con vinculo de continuidad para momentos producidos por cargas ocasionales y permanentes aplicadas después de la finalización del nudo estructural.
- d) Las armaduras de continuidad en el borde superior y las inferiores se ponen a un intereje medio no superior a 30÷40 cm y deben respetar las condiciones de adherencia entre los vertidos in situ y el hormigón de la losa hueca, tratadas en el párrafo 3.2 anterior.
- e) Las tensiones tangenciales al margen lateral de la viga, en las secciones donde se enganchan los núcleos de hormigón vertido en obra para rellenar los orificios, deben ser inferiores a las admitidas para el hormigón sin armadura a cortante (según el método de las Tensiones Admisibles) o bien el valor de cálculo V_{sd} en el estado límite último debe

ser inferior al valor V_{Rd} de la sección (según el método de los Estados Límite). En caso de que no sea así, habrá que comprobar la armadura de resistencia a cortante en las ranuras de los extremos de la losa hueca (Véase la fig. 4.28).

- f) Las tensiones tangenciales mencionadas en el punto anterior quedan parcialmente reducidas por la adherencia entre la viga vertida in situ y la sección del extremo del elemento prefabricado ya que es rugosa (es decir que no ha sido cortada con disco).
- g) La sollicitación vertical máxima de tracción verificada en el desmoldeo en la extremidad de la losa, debida a los esfuerzos de anclaje de la armadura de pretensado σ_{spi} (spalling), debe ser inferior a la resistencia a tracción del hormigón $f_{ctk\ 0,05} / \gamma_{sp}$ calculada en el momento de la aplicación del pretensado con $\gamma_{sp} = 1,2$.
- h) El esfuerzo principal de tracción en el alma más solicitada, debido a la presencia simultánea de las tensiones de “spalling” $\sigma_{sp,d(t)}$ (calculadas en el momento de entrada en servicio con la fórmula $\sigma_{sp,d(t)} = \gamma_p \sigma_{spi} P_{m(t)} / P_{m,o}$) como de las tensiones debidas a la suspensión de la losa τ_{sd} (calculadas por el peso propio de la losa y de todas las sobrecargas multiplicadas por los coeficientes γ_G e γ_Q) debe ser inferior a la resistencia final a tracción del hormigón f_{ctd} .

Comentarios sobre las prescripciones

- a) Una losa hueca de espesor inferior a 15 cm tiene orificios demasiado pequeños para poder llenarlos in situ con el hormigón hasta la profundidad deseada.
- b) Los núcleos de llenado de los orificios y de las ranuras con armadura deben llevarse a cabo con un vertido de hormigón procedente de la viga, bien vibrado y bloqueado por taponos sólidamente colocados en los orificios.

La longitud de los núcleos de relleno de los orificios, como mínimo igual al espesor de la losa hueca, garantiza que haya una superficie de

contacto entre el vertido in situ y las almas de la losa prefabricada, suficiente para soportar por adherencia el peso de la losa con las sobrecargas correspondientes.

- c) El monolitismo del nudo viga-losa es fundamental para la funcionalidad de la unión estructural con luz neta.
- d) Por lo tanto la armadura de continuidad debe ser suficientemente difusa. El intereje de la armadura no superior a $30 \div 40$ cm hace que aproximadamente la mitad de los orificios contenga armadura pasiva. Prácticamente se alternan los orificios llenos con vertido y sin armadura con las ranuras con armadura que eventualmente se puede contar para el cálculo de la suspensión de la losa.

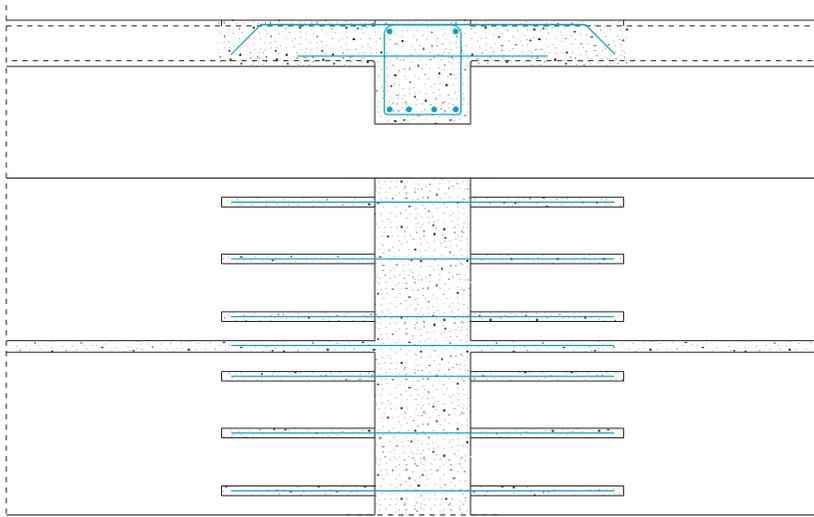


Fig. 4.31 Las uniones de continuidad y resistentes a cortante están previstas con intereje medio no superior a $30 \div 40$ cm.

- e) La sección de hormigón de unión entre viga y losa debe poder soportar, en caso de que no haya estribado, el esfuerzo a cortante generado por todas las cargas del forjado.

Si las tensiones tangenciales no se ajustan a las prescripciones de la Normativa en caso de que no haya armadura a cortante (D.M. del

14.02.92. pár 3.2.4; ENV 1992-1-1 pár. 4.3.2.3), habrá que proceder a la verificación de la resistencia a cortante de la armadura introducida (Véanse las fig. 4.28 y 4.32).

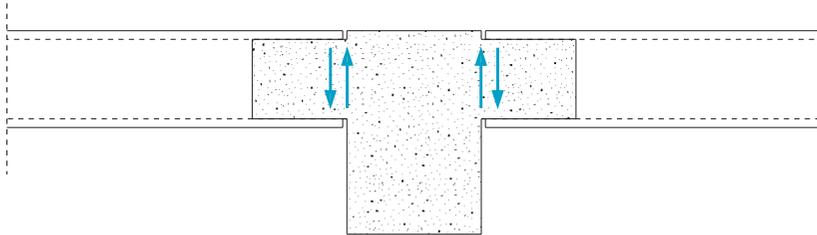


Fig. 4.32 Las tensiones tangenciales en la sección de unión con la viga cuando no hay armadura a cortante.

- f) El acoplamiento entre la viga y el extremo rugoso de la losa hueca cuando no se ha cortado con disco, colabora con la sección de entrada del vertido en los orificios participando de manera activa en la sustentación de la losa (vease la fig. 4.33).

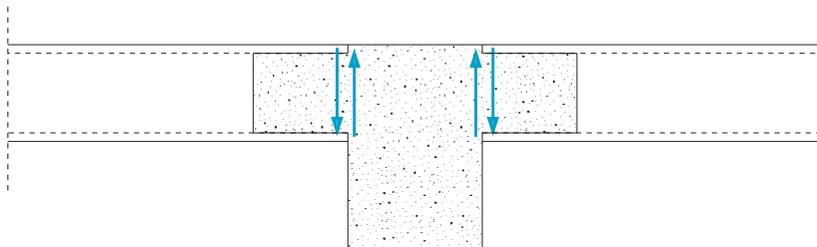


Fig. 4.33 Si los extremos de la losa hueca son rugosos las tensiones tangenciales de unión a la viga quedan distribuidas por toda la sección de la losa.

- g) Hay que evitar que las losas huecas destinadas a este tipo de nudo viga-losa se pongan en obra con alguna hendidura en los extremos.

Por consiguiente es necesario que la tensión vertical $\sigma_{spi \max}$ de “spalling” (Véase el párrafo 3.5.2. anterior) en el momento de la aplicación del pretensado, quede dentro de los límites establecidos por la Norma EN 1168 pár. 4.3.1.6., teniendo en cuenta un coeficiente de seguridad $\gamma_{sp} = 1,2$.

- h) La seguridad contra la aparición de fisuras en el extremo de las losas huecas suspendidas en la fase de servicio exige que según el método de los Estados Límites o según el método de las Tensiones Admisibles, a elección del proyectista, que la tensión máxima principal en el extremo de cada alma quede por debajo del umbral f_{ctd} calculado sobre la resistencia final del hormigón del elemento prefabricado. De hecho, en servicio, la tensión vertical σ_{sp} de “spalling”, reducida respecto al instante del pretensado (Véase el punto “i” de las Observaciones de conclusión del pár. 3.5.2.), se combina con la sobretensión τ_{sd} debida a la suspensión de las losas a los núcleos de hormigón que salen de la viga (Véase las figuras 4.27 y 4.30).

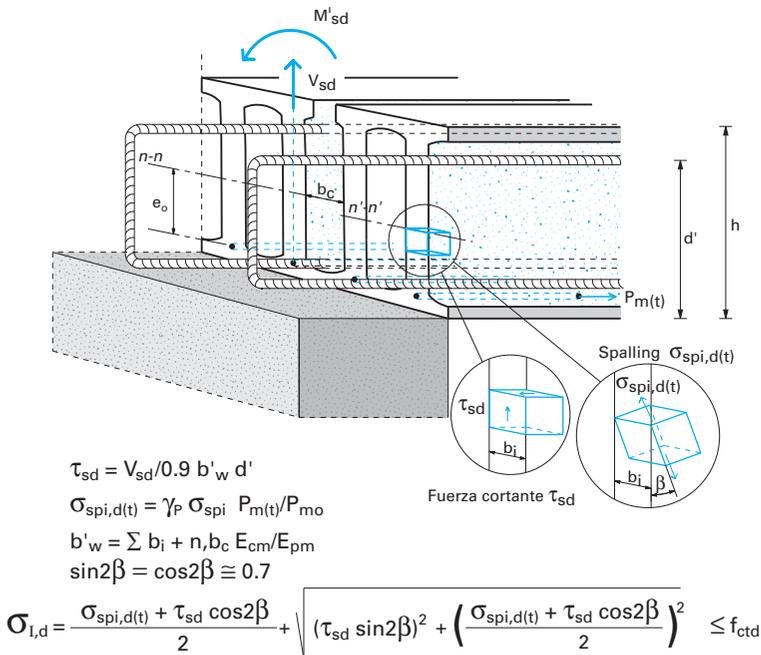


Fig 4.34 La tensión principal σ_{ld} , o bien la combinación del esfuerzo de spalling con el esfuerzo de suspensión en el extremo del alma “i” de la losa hueca, en contacto con el vertido in situ de soporte cuando falta el apoyo ordinario.

La verificación indicada en h) consiste en calcular el esfuerzo principal de tracción $\sigma_{I,d}$ que no deberá superar la resistencia a tracción del hormigón prefabricado en el alma más solicitada (Véase la fig. 4.34).

$$\sigma_{I,d} = \frac{\sigma_{spi,d(t)} + \tau_{sd} \cos 2\beta}{2} + \sqrt{(\tau_{sd} \sin 2\beta)^2 + \left(\frac{\sigma_{spi,d(t)} + \tau_{sd} \cos 2\beta}{2}\right)^2} \leq f_{ctd}$$

con

- τ_{sd} = valor de cálculo de la tensión de corte $\tau_{sd} = V_{sd} / 0,9 d'b'_w$;
- $\sigma_{spi,d(t)}$ = valor de cálculo de σ_{sp} al tiempo (t) $\sigma_{spi,d(t)} = \gamma_p \sigma_{spi} P_{m(t)} / P_{m,o}$ en el alma más solicitada;
- f_{ctd} = resistencia a tracción de calculo del hormigón prefabricado;
- V_{sd} = fuerza cortante en la sección de contacto entre el extremo del elemento prefabricado y el vertido in situ;
- β = ángulo entre el esfuerzo de spalling y la fuerza cortante (aproximadamente $\beta \cong 20^\circ \div 25^\circ$ y por consiguiente $\cos 2\beta \cong 0,7$);
- b'_w = espesor total de las almas de la sección compuesta teniendo en cuenta también el número de los orificios llenados con hormigón procedente de la viga $b'_w = b_w + n b_c E_{cm} / E_{pm}$;
- d' = altura eficaz de la sección compuesta armada (Véase en la fig. 4.34);
- n, b_c = número y ancho de los orificios llenados con hormigón procedente de la viga;
- E_{cm} / E_{pm} = relación entre los módulos elásticos hormigón vertido/ hormigón prefabricado;
- γ_p = factor de seguridad parcial de las fuerzas de pretensado para E.L.U. $\gamma_p = 1,2$;
- b_i = ancho del alma “i” más solicitada por spalling;
- b_w = ancho total de las almas de la losa hueca;
- σ_{spi} = tensión de spalling en el momento del pretensado en el alma “i” más solicitada, calculada según el punto 4.3.1.6. de la Norma Europea provisional EN 1168 (Véase el pár. 3.5.2. anterior);
- $P_{m,o}$ = fuerza de pretensado inicial justo en el momento del pretensado;

$P_{m(t)}$	=	fuerza de pretensado media al tiempo (t)	$P_{m(t)} = P_{m,o} - P_t$;
P_t	=	pérdidas de tensión al tiempo (t)	$P_t = (P_{m,o} - P_{m,\infty}) \alpha_t$;
$P_{m,\infty}$	=	fuerza de pretensado final al neto de todas las pérdidas;	
α_t	=	coeficiente no lineal para obtener las pérdidas efectivas en función del tiempo;	
t	=	tiempo transcurrido desde el momento de pretensado al momento de aplicación de las acciones	
t	=	2 meses	$\alpha_t = 0,5$
t	=	3 meses	$\alpha_t = 0,6$
t	=	6 meses	$\alpha_t = 0,7$
t	=	1 año	$\alpha_t = 0,8$

Conclusión

Las prescripciones mencionadas indican claramente, que las losas huecas con mayor número de orificios y de almas, son una mayor garantía de buen sostenimiento en las vigas vertidas in situ, gracias a la buena difusión de las armaduras de continuidad y al mayor valor de b_w .

Por consiguiente cuanto mayor sea la suma de los espesores de las almas de una losa hueca, tanto mayor será la capacidad de carga de suspensión disminuyendo considerablemente el valor $\sigma_{l,d}$.

Para mantener limitadas las tensiones de spalling lo mejor es que las losas huecas no estén excesivamente pretensadas y por lo tanto que no sean exageradamente esbeltas.

Para que la aplicación de suspensión de una losa de 120 cm de ancho sea segura, la suma de los espesores de las almas debe ser $b_w \geq 38 \div 40$ cm y la relación l/h debe mantenerse por debajo de $30 \div 35$ para losas con cargas de viviendas y deberá ser inferior a 30 en caso de sobrecargas más importantes ($8,0 \div 10,0$ kN/m²).

Ejemplos de verificaciones del nudo

Ejemplo 4.1

Una viga vertida in situ sostiene losas en continuidad de $h=300$ mm, de ancho $b = 1,2$ m y luz neta $l = 9,60$ m para ambos tramos de luz.

El peso propio de las losas en obra es kN/m^2 4,0

La sobrecarga útil total es kN/m^2 8,0

Las características de la sección y de la armadura en la losa hueca quedan indicadas en la fig. 4.35 (sección de la losa cerca del extremo).

Se cumple con las prescripciones a), b), c), d). Se considera la condición f) no aplicable ya que los extremos están cortados con disco de diamante.

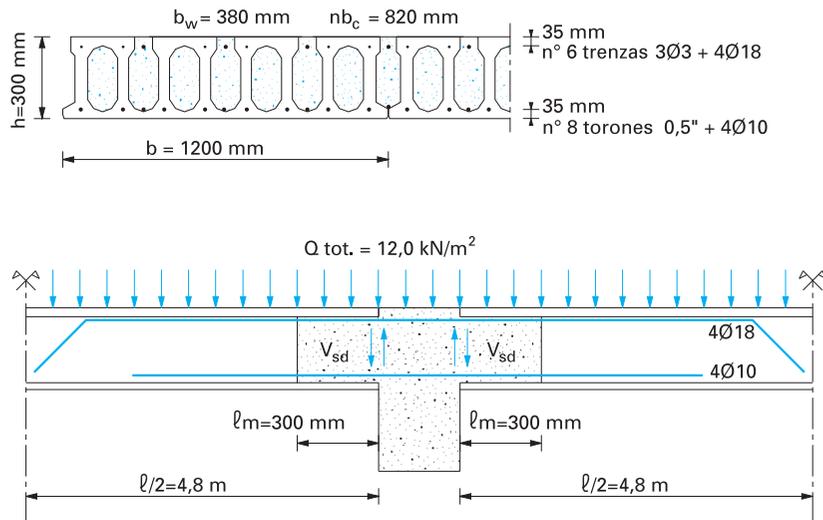


Fig. 4.35 Verificación de una losa trefilada $h = 300$ mm sostenida con luz neta por una viga vertida in situ .

Se comprueba que la prescripción e) se cumpla.

Correspondiendo a la unión de cada losa hueca con la viga, el valor de cortante en una losa de 1,20 m de ancho en el Estado Límite Ultimo tiene el valor:

$$V_{sd} = (\gamma_G G + \gamma_Q Q) b l/2$$

$$V_{sd} = (1,4 \times 4,0 + 1,5 \times 8,0) 1,2 \times 4,8 = 101,38 \text{ kN}$$

En caso de que no haya estribado deberá verificarse la resistencia a cortante de cálculo en la sección de unión a la viga de los núcleos en el vertido de hormigón:

$$V_{Rd} \geq V_{sd}$$

con

$$V_{Rd} = \tau_{Rd} k (1,2 + 40\rho) n b_c d' \quad (\text{EC2 ENV 1992-1-1 pár. 4.3.2.3.})$$

Al hormigón vertido de Clase C25/30 con $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ e con $\gamma_c = 1,6$ corresponde el valor:

$$\tau_{Rd} = 0,28 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Tabla 5.2 en el siguiente pár. 5.5.1})$$

además:

$$n b_c = 820 \text{ mm} \quad \text{ancho total de los núcleos vertidos en obra;}$$

$$d' = 245 \text{ mm} \quad \text{altura eficaz de los núcleos vertidos en obra;}$$

$$k = 1,6 - d' [\text{m}] = 1,355 \quad \text{coeficiente dimensional;}$$

$$A_{fl} = 1018 \text{ mm}^2 \quad \text{sección de los 4 } \phi 18 \text{ superiores;}$$

$$\rho = A_{fl}/n b_c d' = 0,00506 \quad \text{coeficiente de armadura;}$$

para lo que

$$V_{Rd} = 0,28 \times 1,355 (1,2 + 40 \times 0,00506) \times 820 \times 245 =$$

$$= 106892 \text{ N} = 106 \text{ kN} > V_{sd} = 101,38 \text{ kN}$$

a pesar de estar al límite de lo aceptable la verificación es satisfactoria.

La prescripción g) ha sido verificada en el párrafo 3.5.2. anterior del Ejemplo de cálculo 3.2.

En efecto, resulta que para las almas con 1 torón 0,5", el valor de la sollicitación vertical de tracción en la extremidad de la losa (spalling) en el momento de la aplicación del pretensado vale (fórmula [SP] del pár. 3.5.2 anterior):

$$\sigma_{spi} = 0,815 \text{ N/mm}^2$$

Ya que se considera que el hormigón de la losa en el momento de la aplicación del pretensado tiene clase C 30/37, su resistencia a tracción vale:

$$f_{ctk0,05} = 2,03 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Tabla 5.2 siguiente pár. 5.5.1})$$

La tensión σ_{spi} se admite en el momento de la aplicación del pretensado y es aceptada incluso en caso de futura unión de losa con luz neta porque teniendo que ser:

$$\begin{aligned} \sigma_{spi} &\leq f_{ctk0,05} / \gamma_{sp} \\ \text{con} \quad \gamma_{sp} &= 1,2 \quad (\text{como en el punto g anterior}) \\ \text{tenemos} \quad \sigma_{spi} &< 2,03/1,2 \text{ N/mm}^2 = 1,69 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Ahora queda por verificar la prescripción h).

El elemento prefabricado es de hormigón de clase final C45/55 para el cual tenemos

$$f_{ctd} = 1,87 \text{ N/mm}^2$$

(Véase la tabla 5.2 en el siguiente párrafo 5.5.1, valor para Serie Controlada).

La aplicación de las sobrecargas en obra tiene que tener lugar 3 meses después de la colocación en obra de la losa y 4 meses después de la aplicación del pretensado en fábrica.

Esto conlleva la admisión del valor siguiente durante un tiempo $t = 4$ meses

$$\alpha_t = 0,65 \quad (\text{Véase el punto Comentarios h anterior})$$

Se considera que al aplicar el pretensado la tensión en los aceros valdría

$$P_{m,0} = 1250 \text{ N/mm}^2$$

Mientras que a caídas totalmente agotadas sería

$$P_{m,\infty} = 1100 \text{ N/mm}^2$$

De los datos precedentes se deduce que con el tiempo $t = 4$ meses las tensiones en el acero son

$$P_{m(t)} = P_{m,o} - (P_{m,o} - P_{m,\infty}) \alpha_t = 1152 \text{ N/mm}^2$$

Por lo tanto la tensión de spalling en el tiempo $t = 4$ meses es

$$\sigma_{\text{spi,d}(t)} = \gamma_p \sigma_{\text{spi}} P_{m(t)} / P_{m,o} = 1,2 \times 0,815 \times 1152 / 1250 = 0,90 \text{ N/mm}^2$$

Anteriormente se ha visto que en la losa en sección de extremo domina el cortante $V_{sd} = 101,38 \text{ kN}$.

El esfuerzo tangencial de cortante calculado τ_{sd} es

$$\tau_{sd} = V_{sd} / 0,9 d b'_w$$

con

$d = 265 \text{ mm}$ altura eficaz de la losa hueca

$$b'_w = b_w + n b_c E_{cm} / E_{cp} = 380 + 820 \times 30500 / 35700 = 1080 \text{ mm}$$

de ahí

$$\tau_{sd} = 101380 / (0,9 \times 265 \times 1080) = 0,39 \text{ N/mm}^2$$

Además con el ángulo $\beta \cong 22,5^\circ$ e $2\beta = 45^\circ$ tenemos:

$$\sin 2\beta = \cos 2\beta = 0,7$$

De ahí resulta que

$$\sigma_{I,d} = [\sigma_{\text{spi,d}(t)} + \tau_{sd} \cos 2\beta] / 2 + \sqrt{(\tau_{sd} \sin 2\beta)^2 + [(\sigma_{\text{spi,d}(t)} + \tau_{sd} \cos 2\beta) / 2]^2}$$

$$\sigma_{I,d} = [0,90 + 0,39 \cdot 0,7] / 2 + \sqrt{(0,39 \cdot 0,7)^2 + [(0,90 + 0,39 \cdot 0,7) / 2]^2}$$

$$\sigma_{I,d} = 0,586 + 0,646 = 1,232 \text{ N/mm}^2$$

dicho valor es muy inferior a $f_{ctd} = 1,87 \text{ N/mm}^2$ y la posibilidad de utilización con luz neta queda ampliamente verificada.

Ejemplo 4.2

Se repite el ejemplo anterior considerando, antes de una losa trefilada, por una losa extruída de igual espesor y igual armadura (n. 8 torones 0,5”).

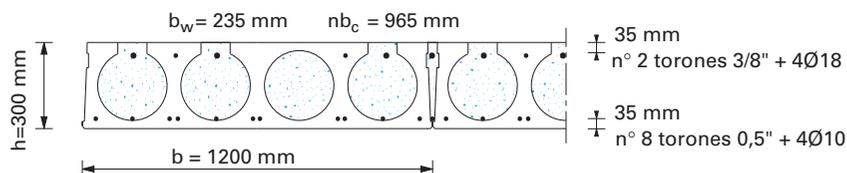


Fig. 4.36 Verificación de una losa extruída $h = 300$ mm en condiciones idénticas a la del ejemplo anterior, con armadura idéntica.

Dicha losa tiene 4 orificios y 5 almas por lo que las almas más solicitadas por spalling van armadas con dos torones 0,5” y tienen espesor máximo de 49 mm.

El esfuerzo de spalling en el momento de la aplicación del pretensado (fórmula [SP] del par. 3.5.2 anterior) es

$$\sigma_{spi} = 1,32 \text{ N/mm}^2$$

Dicha tensión al ser inferior al valor 1,69 cumple la condición prevista en el punto g):

$$\sigma_{spi} < f_{ctk,0,05} / \gamma_{sp}$$

siendo como en el ejemplo anterior

$$f_{ctk,0,05} / \gamma_{sp} = 2,03 / 1,2 = 1,69 \text{ N/mm}^2$$

Para cumplir con la prescripción e) debe ser:

$$V_{Rd} \geq V_{sd}$$

teniendo como para el Ejemplo 4.1:

$$V_{sd} = 101,38 \text{ kN}$$

y

$$V_{Rd} = \tau_{Rd} k (1,2 + 40 \rho) nb_c d'$$

en que

$$\begin{aligned}\tau_{Rd} &= 0,28 \text{ N/mm}^2 \\ nb_c &= 965 \text{ mm} \\ d' &= 245 \text{ mm} \\ k &= 1,35 \\ A_{fl} &= 1018 \text{ mm}^2 \\ \rho &= A_{fl}/nb_c d' = 0,0043\end{aligned}$$

tenemos

$$\begin{aligned}V_{Rd} &= 0,28 \times 1,35 (1,2 + 40 \times 0,0043) 965 \times 245 = \\ &= 122613 \text{ N} = 122 \text{ kN}\end{aligned}$$

y efectivamente es

$$V_{Rd} > V_{sd} = 101,38 \text{ kN}$$

Ahora se verifica la prescripción h): debe ser

$$\sigma_{I,d} \leq f_{ctd} \text{ con } f_{ctd} = 1,87 \text{ N/mm}^2$$

Con las mismas características referentes al tiempo de aplicación de las cargas del ejemplo anterior tenemos:

$$\begin{aligned}P_{m,o} &= 1250 \text{ N/mm}^2 \\ P_{m(t)} &= 1152 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

y por consiguiente

$$\begin{aligned}\sigma_{spid(t)} &= \gamma_p \sigma_{spi} P_{m(t)}/P_{m,o} \\ \sigma_{spid(t)} &= 1,2 \times 1,32 \times 1152/1250 = 1,46 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

El valor del cortante permanece como para el ejercicio anterior

$$V_{sd} = 101,38 \text{ kN}$$

Para calcular el valor del esfuerzo tangencial τ_{sd} se considera que

$$\begin{aligned}d &= 265 \text{ mm} \\ b'_w &= b_w + n b_c E_{cm}/E_{pm} = 235 + 965 \times 30500/35700 = 1059 \text{ mm}\end{aligned}$$

de ahí que

$$\tau_{sd} = V_{sd}/0,9 d' b'_w$$

$$\tau_{sd} = 101380 / (0,9 \times 265 \times 1059) = 0,40 \text{ N/mm}^2$$

y por tanto

$$\sigma_{I,d} = [\sigma_{spi,d(t)} + \tau_{sd} \cos 2\beta] / 2 + \sqrt{(\tau_{sd} \sen 2\beta)^2 + [(\sigma_{spi,d(t)} + \tau_{sd} \cos 2\beta) / 2]^2}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{I,d} &= [1,46 + 0,4 \cdot 0,7] / 2 + \sqrt{(0,4 \cdot 0,7)^2 + [(1,46 + 0,4 \cdot 0,7) / 2]^2} \\ &= 1,78 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Dicho valor es aceptable porque $< f_{ctd} = 1,87 \text{ N/mm}^2$. Pero está al límite de la aceptabilidad en “Serie Controlada” y en cambio no es aceptable en “Serie no Controlada” en que el límite es $f_{ctd} = 1,77 \text{ N/mm}^2$ (Véase la Tabla 5.2).

Ejemplo 4.3

Una viga vertida in situ lleva, con apoyo indirecto, un tramo de luz de losa trefilada $h = 400 \text{ mm}$ con luz neta $l = 12,0 \text{ m}$.

El peso propio de la losa en obra es $4,8 \text{ kN/m}^2$

La sobrecarga útil total es $6,0 \text{ kN/m}^2$

En la figura siguiente se indican las características de la sección y de la armadura de la losa hueca (sección de la losa cerca de extremo).

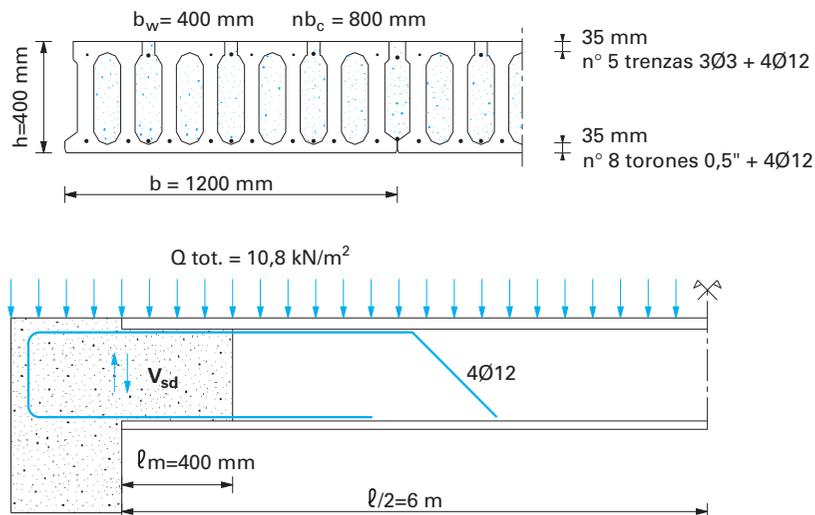


Fig. 4.37 Losa hueca trefilada de $h = 40 \text{ cm}$ armada con 8 torones 0,5”.

Como en los ejemplos anteriores se cumplen las prescripciones a),b) c),d) y se considera la condición f) no aplicable en caso de cortar los extremos de las losas con disco de diamante.

Se verifica la condición e)

El valor del corte en una losa de 1,20 m de ancho es

$$\begin{aligned} V_{sd} &= (\gamma_g G + \gamma_Q Q) b l/2 \\ V_{sd} &= (1,4 \times 4,8 + 1,5 \times 6,0) 1,2 \times 12,00/2 = 113,18 \text{ kN} \end{aligned}$$

Sin estribos, en la sección de union de los núcleos vertidos con hormigón de clase C 25/30 debe ser

$$V_{Rd} \geq V_{sd}$$

en que como en los ejercicios anteriores

$$\begin{aligned} \tau_{Rd} &= 0,28 \text{ N/mm}^2 \\ V_{Rd} &= \tau_{Rd} k(1,2 + 40 \rho) n b_c d' \end{aligned}$$

Las características geométricas de la sección de union viga-losa son:

$$\begin{aligned} n b_c &= 800 \text{ mm} && \text{ancho total de los núcleos vertidos en obra} \\ d' &= 340 \text{ mm} && \text{altura eficaz de los núcleos vertidos en obra} \\ k &= 1,6 - d'[m] = 1,26 \\ A_{fl} &= 452 \text{ mm}^2 (4 \phi 12) \\ \rho &= A_{fl}/n b_c d' = 0,00166 \end{aligned}$$

de ahí que

$$\begin{aligned} V_{Rd} &= 0,28 \times 1,26 (1,2 + 40 \times 0,00166) 800 \times 340 \\ &= 121530 \text{ N} = 121,53 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tenemos una vez más $V_{Rd} > V_{sd}$ por lo que no es necesario añadir un conector de unión.

Verificación de la prescripción g)

Cada alma está armada con un torón de 0,5" colocado a 35 mm del borde inferior. Aplicando la fórmula [SP] del párrafo anterior 3.5.2 se obtiene el valor de la sollicitación σ_{spi} de spalling en el momento de la aplicación del pretensado.

Tenemos:

$$\sigma_{spi} = 1,11 \text{ N/mm}^2$$

y dicha tensión es aceptable tanto en el momento de la aplicación del pretensado con hormigón de clase C30/37 y $f_{ctk0,05} = 2,03 \text{ N/mm}^2$, como en el caso de suspensión de la losa con $\sigma_{spi} < f_{ctk0,05} / \gamma_{sp}$

$$\begin{aligned} \text{con } \gamma_{sp} &= 1,2 \\ \text{y } f_{ctk0,05} / \gamma_{sp} &= 1,69 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Se verifica ahora la prescripción h)

La clase final del hormigón del elemento prefabricado es C 45/55 para la cual

$$f_{ctd} = 1,87 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Véase la tabla 5.2 valor para Serie Controlada})$$

Se considera que el tiempo t de aplicación de las sobrecargas debe ser siempre de 4 meses desde la aplicación del pretensado en el elemento prefabricado por lo que

$$\alpha_t = 0,65$$

Las tensiones en los aceros son las siguientes:

$$\begin{aligned} P_{m,0} &= 1250 \text{ N/mm}^2 && \text{en la aplicación del pretensado} \\ P_{m,\infty} &= 1070 \text{ N/mm}^2 && \text{a caídas agotadas} \end{aligned}$$

En la aplicación de las sobrecargas con tiempo $t = 4$ meses

$$\begin{aligned} P_{m(t)} &= P_{m,0} - (P_{m,0} - P_{m,\infty}) \alpha_t \\ P_{m(t)} &= 1250 - 180 \times 0,65 = 1133 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Por lo tanto la tensión de spalling con el tiempo $t = 4$ meses es

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{spid}(t)} &= \gamma_p \sigma_{\text{spi}} P_{m(t)} / P_{m,o} \\ \sigma_{\text{spid}(t)} &= 1,2 \times 1,11 \times 1133 / 1250 = 1,21 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

Según lo visto anteriormente, en la sección del extremo de la losa el valor del cortante es

$$V_{sd} = 113,2 \text{ kN}$$

se calcula el esfuerzo tangencial

$$\tau_{sd} = V_{sd} / 0,9 d b'_w$$

en que

$$d = 365 \text{ mm} \quad \text{altura eficaz de la losa hueca}$$

$$b'_w = b_w + n b_c E_{cm} / E_{cp}$$

$$b'_w = 400 + 800 \times 0,82 = 1056 \text{ mm}$$

de lo que se obtiene

$$\tau_{sd} = 113.200 / (0,9 \times 365 \times 1056) = 0,33 \text{ N/mm}^2$$

Por lo tanto se saca la tensión principal

$$\sigma_{I,d} = [\sigma_{\text{spi},d(t)} + \tau_{sd} \cos 2\beta] / 2 + \sqrt{(\tau_{sd} \sin 2\beta)^2 + [(\sigma_{\text{spi},d(t)} + \tau_{sd} \cos 2\beta) / 2]^2}$$

$$\sigma_{I,d} = [1,21 + 0,33 \cdot 0,7] / 2 + \sqrt{(0,33 \cdot 0,7)^2 + [(1,21 + 0,33 \cdot 0,7) / 2]^2}$$

$$\sigma_{I,d} = 0,725 + 0,760 = 1,48 \text{ N/mm}^2$$

resulta $\sigma_{I,d} < f_{ctd} = 1,87 \text{ N/mm}^2$ y por lo tanto se puede realizar la suspensión con total seguridad.

Ejemplo 4.4

Se repite el caso propuesto en el ejemplo 4.3 anterior sustituyendo por una losa hueca extruida de espesor idéntico al de la losa trefilada considerada.

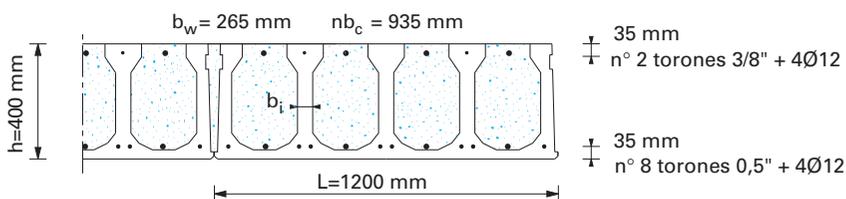


Fig. 4.38 Losa hueca extruida $h = 40$ cm en las idénticas condiciones del ejemplo anterior y también con armadura idéntica.

Esta losa tiene almas entre las cuales las más solicitadas por spalling están armadas con 2 torones de 0,5”.

La fórmula [SP] del párrafo 3.5.2 anterior proporciona la sollicitación de spalling inicial

$$\sigma_{spi} = 1,69 \text{ N/mm}^2$$

Este valor siendo inferior a $f_{ctk\ 0,05} = 2,03 \text{ N/mm}^2$ y siendo igual a $f_{ctd}/\gamma_{sp} = 1,69 \text{ N/mm}^2$ cumple al límite la condición prevista en el punto g) incluso estando al límite de la aceptabilidad y por tanto de la seguridad.

Ahora se verifica la condición e)

$$V_{Rd} \geq V_{sd}$$

Como en el ejercicio anterior es

$$V_{sd} = 113,18 \text{ kN}$$

$$\tau_{Rd} = 0,28 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Rd} = \tau_{Rd} k (1,2 + 40\rho) nb_c d'$$

con

$$\begin{aligned} nb_c &= 935 \text{ mm} \\ d' &= 340 \text{ mm} \\ k &= 1,6 - d' [m] = 1,26 \\ A_{fl} &= 452 \text{ mm}^2 (4 \phi 12) \\ \rho &= A_{fl} / nb_c d' = 0,00142 \end{aligned}$$

de ahí

$$\begin{aligned} V_{Rd} &= 0,28 \times 1,26 (1,2 + 40 \times 0,00142) 935 \times 340 \\ &= 140956 \text{ N} = 141 \text{ kN} \end{aligned}$$

Resulta $V_{Rd} > V_{sd}$, la verificación es satisfactoria.

Se verifica la prescripción h)

Para la clase final del hormigón prefabricado C45/55 siempre tenemos

$$f_{ctd} = 1,87 \text{ N/mm}^2$$

Manteniendo inalterados como en el Ejemplo anterior los tiempos de aplicación de las sobrecargas y las tensiones en los aceros de precompresión tenemos

$$\begin{aligned} \sigma_{spid(t)} &= \gamma_p \sigma_{spi} P_{m(t)} / P_{m,o} \\ \sigma_{spid(t)} &= 1,2 \times 1,69 \times 1133 / 1250 = 1,84 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

el valor del corte se mantiene inalterado

$$V_{sd} = 113,2 \text{ N/mm}^2$$

El esfuerzo tangencial es

$$\tau_{sd} = V_{sd} / 0,9 d b'_w$$

con

$$\begin{aligned} d &= 365 \text{ mm} \\ b'_w &= b_w + n b_c E_{cm} / E_{cp} \\ b'_w &= 265 + 935 \times 0,82 = 1032 \text{ mm} \end{aligned}$$

de lo que se obtiene

$$\tau_{sd} = 113200 / (0,9 \times 365 \times 1032) = 0,33 \text{ N/mm}^2$$

La tensión principal resulta ser

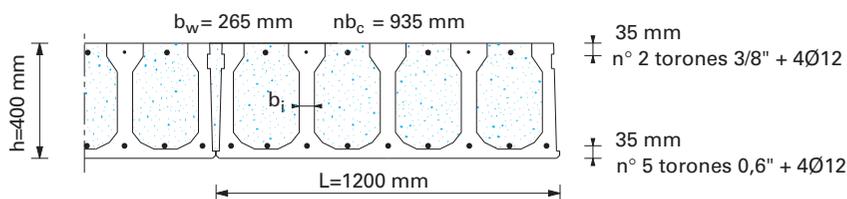
$$\begin{aligned} \sigma_{I,d} &= [1,84 + 0,33 \cdot 0,7] / 2 + \sqrt{(0,33 \cdot 0,7)^2 + [(1,84 + 0,33 \cdot 0,7) / 2]^2} \\ &= 2,09 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Tenemos $\sigma_{I,d} = 2,09 \text{ N/mm}^2 > f_{ctd} = 1,87 \text{ N/mm}^2$ y por lo tanto no se puede realizar la suspensión.

Aunque llevarsen los 8 torones de pretensado a 40 mm del intradós, o en vez de a 35 mm, obteniendo el spalling más favorable igual a $\sigma_{spi} = 1,54 \text{ N/mm}^2$ el cálculo de la tensión principal $\sigma_{I,d} = 1,91 \text{ N/mm}^2$ seguiría sin ser aceptable.

Ejemplo 4.5

Se vuelve a considerar el Ejemplo anterior con la armadura de pretensado constituida por 5 torones de 0,6" colocados a 35 mm del intradós, en vez de 8 torones de 0,5". Esta nueva armadura es un 6,5 % inferior a la correspondiente al ejercicio anterior, pero es suficiente para aguantar la losa con la luz y la sobrecarga previstos.



El ejemplo de cálculo 3.3 del párrafo 3.5.2 anterior proporciona el spalling inicial para un torón de 0,6" en la misma sección

$$\sigma_{spi} = 0,99 \text{ N/mm}^2$$

y por lo tanto las condiciones de tensión en las almas son ligeramente más favorables.

Se verifica la condición h) exclusivamente

$$\begin{aligned}\sigma_{spid(t)} &= \gamma_p \sigma_{spi} P_{m(t)} / P_{m,o} \\ \sigma_{spid(t)} &= 1,2 \times 0,99 \times 1133 / 1250 = 1,08 \text{ N/mm}^2 \\ V_{sd} &= 113,2 \text{ N/mm}^2 \quad \text{como para el ejemplo anterior} \\ \tau_{sd} &= 0,33 \text{ N/mm}^2 \quad \text{como para el ejemplo anterior}\end{aligned}$$

La tensión principal resulta ser

$$\begin{aligned}\sigma_{I,d} &= [1,08 + 0,33 \cdot 0,7] / 2 + \sqrt{(0,33 \cdot 0,7)^2 + [(1,08 + 0,33 \cdot 0,7) / 2]^2} \\ &= 1,35 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

con $\sigma_{I,d} = 1,35 \text{ N/mm}^2 < f_{ctd} = 1,87 \text{ N/mm}^2$ por lo que dicho valor es totalmente aceptable para realizar la suspensión.

4.5 El nudo losa hueca – pared portante de H°A°

En las paredes portantes de carga de varios pisos de H°A° vertido en obra, la losa hueca en ocasiones queda vinculada mediante empotramiento (Véase la fig. 4.39).

El muro debe ser lo suficientemente ancho para que las losas huecas puedan apoyarse en obra al menos 4 cm antes de hacer el vertido en obra que garantiza el vínculo estructural (Véase el párrafo 3.6 anterior).

Además, el ancho del cordón realizado entre los extremos de las losas huecas no debe ser inferior a 8 cm (D.M. del 03.12.87 pár. 2.11.2.b).

La resistencia portante de la sección vertical de la losa en correspondencia con la unión, no debe ser inferior a la de la pared. Por consiguiente es necesario rellenar cuidadosamente los orificios abarcando todo el ancho del muro de carga.

La fig. 4.39 muestra los problemas del nudo losa-muro de carga en caso de apoyar la losa sobre el muro y propone la solución c) siempre que sea posible.

Esta última solución retoma los tipos de suspensión de la losa con apoyo indirecto en vigas vertidas en obra como ya ha sido profundamente explicado en los párrafos 4.4.2, 4.4.3 y 4.4.4 anteriores.

Es mucho más frecuente el caso de una losa hueca vinculada por empotramiento en el extremo de una pared de H°A°.

Normalmente se trata de cubiertas para depósitos o almacenes enterrados con la posibilidad de considerables sobrecargas sobre las losas o de cubiertas de pequeñas tuberías o de galerías sobre las cuales pueden haber cargas de carreteras.

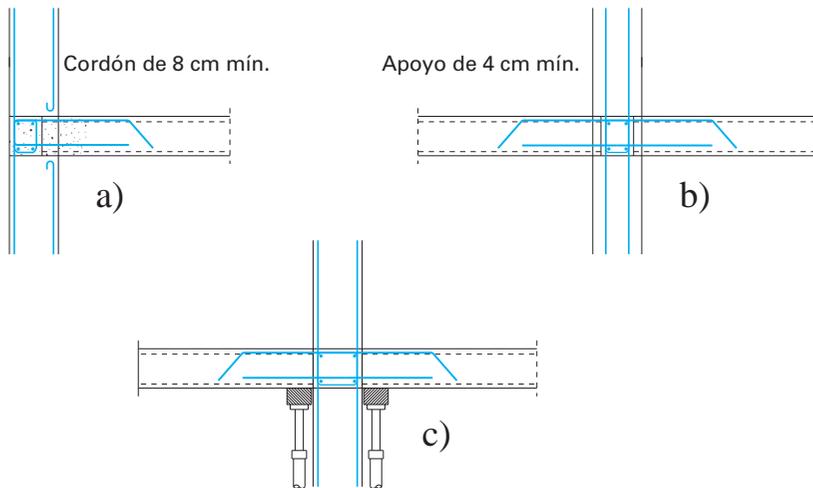


Fig. 4.39 El nudo losa hueca – muro de H°A°

- a) Un apoyo adecuado de la losa sobre el muro interrumpe la armadura vertical corriente de la pared portante.
- b) El apoyo mínimo permitido puede que no interrumpa la armadura vertical corriente pero es demasiado exiguo durante la colocación en obra. Lo más prudente es un soporte provisional para sostener la losa antes del vertido sobre el zuncho.
- c) Cuando las sobrecargas no son excesivas, hay que colocar la losa con apoyo indirecto habiéndola apoyado sobre un soporte provisional.

Tal y como muestra la fig. 4.40 en todos estos casos el vínculo de empotramiento debe ser muy cuidadoso y debe utilizarse una buena armadura metálica muy repartida que transfiera las tensiones de tracción del estradós de la losa hueca al borde traccionado de la pared de carga.

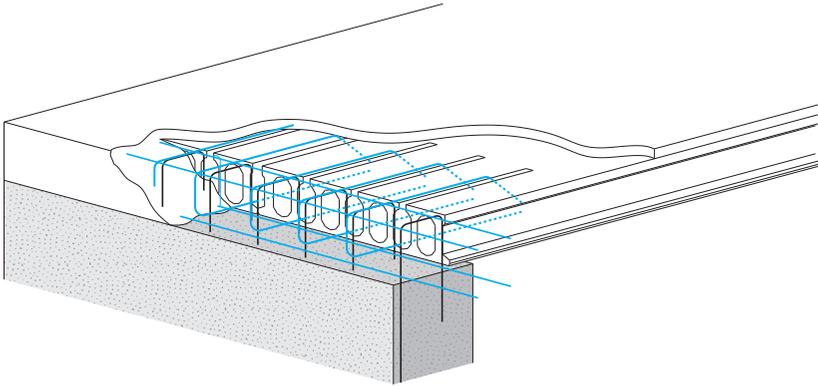


Fig. 4.40 *Nudo entre losa hueca y muro de contención de tierras con vínculo de empotramiento.*

Algunas paredes de carga vertidas en obra o prefabricadas llevan una ménsula corrida para soportar la losa hueca tal y como muestra la fig. 4.41. En estos casos el vínculo existente entre la losa y la pared casi siempre es de simple apoyo.

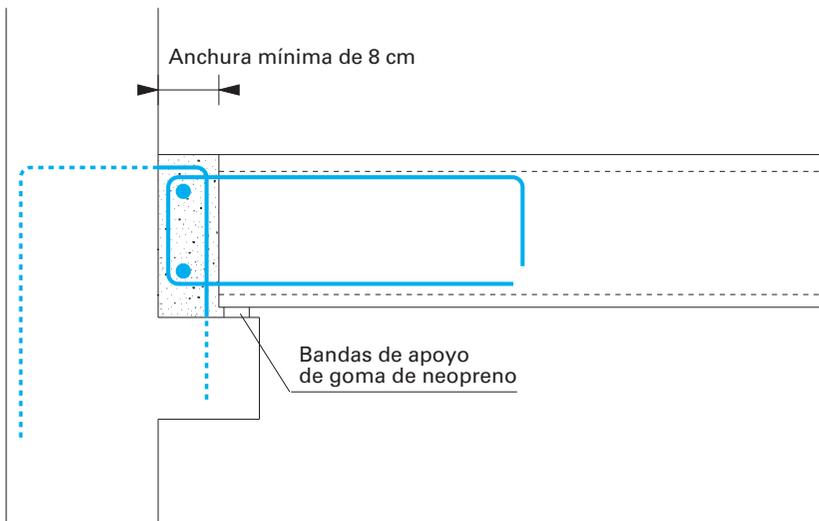


Fig. 4.41 *El nudo pared-losa hueca con vínculo de simple apoyo.*

Para garantizar una unión metálica entre pared y losa es necesario que de la ménsula de apoyo salga una serie suficiente de estribos de pequeño diámetro para armar un zuncho continuo estrecho al que se une la losa.

4.6 Los agujeros grandes en las losas huecas

A veces el diseño del forjado que va a realizarse con losas huecas prevé agujeros de dimensiones mayores en relación con los cortes previstos en el párrafo 2.3.4 anterior.

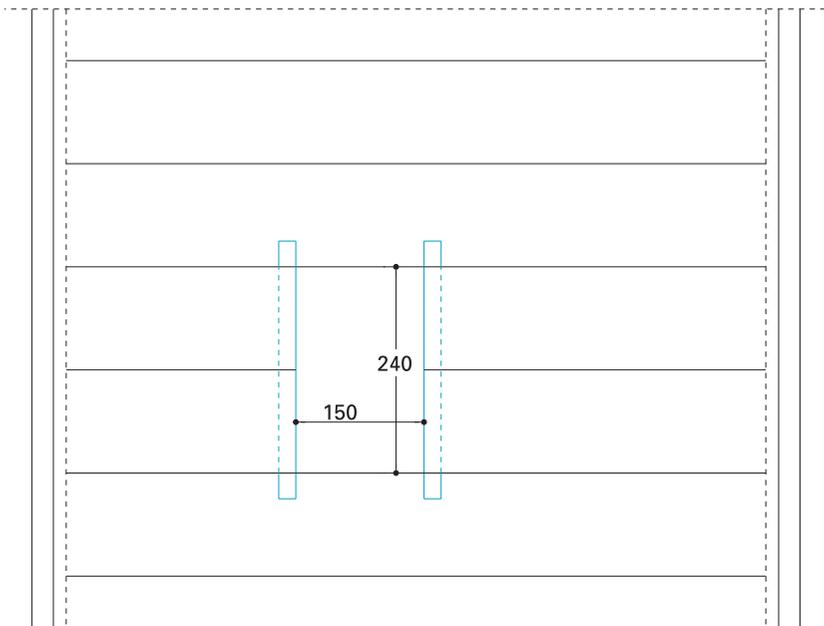


Fig. 4.42 Ejemplo de agujeros grandes en las losas huecas.

Los agujeros grandes pueden tener dimensiones que afectan todo el ancho de una losa o incluso de varias losas adosadas para permitir la introducción de tragaluces, de grandes instalaciones verticales o de escaleras o pasos interiores entre plantas superpuestas.

En estos casos ejemplificados en la fig. 4.42, es indispensable diseñar un apoyo adecuado para las losas huecas interrumpidas por el agujero.

Entre los distintos tipos de apoyo posibles las fig. 4.43 y 4.44 muestran dos sistemas a continuación bastante utilizados.

El primer sistema (Véase la fig. 4.43) consiste en una viga pequeña construida en acero y casi siempre galvanizada, calculada para transferir sobre las losas huecas adyacentes el peso propio de la losa o de las losas más cortas y las sobrecargas a las que están sometidas.

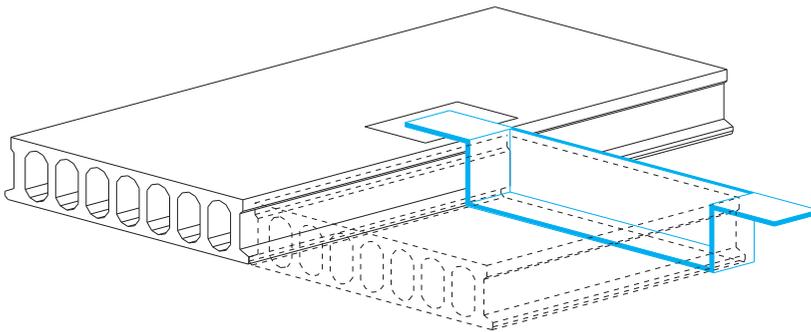


Fig. 4.43 Ejemplo de vigueta de acero con luz de 120 ÷ 240 cm para sostener las losas huecas en caso de grandes agujeros.

Generalmente la longitud de la vigueta de acero está comprendida entre 120 y 240 cm. Las dos cargas concentradas constituidas por las dos reacciones de apoyo de la vigueta deben estar previstas en los cálculos de verificación de las dos losas huecas que las soportan.

Es conveniente bloquear los apoyos de la vigueta en las losas huecas de soporte para evitar cualquier rotación o desplazamiento lateral de la vigueta que podría perjudicar el soporte de la losa hueca apoyada.

El segundo sistema (Véase la fig. 4.44) es menos simple que el anterior pero permite sostener más losas adosadas en caso de que haya agujeros muy anchos.

Consiste en hacer una vigueta de $H^{\circ}A^{\circ}$ de armadura pasiva colocada inmediatamente en el extremo de las losas huecas por la parte del agujero.

Las losas huecas más largas, a las que se vincula la vigueta hecha en obra, deben ser capaces de sostener la carga concentrada que les toca.

Tal y, como se puede observar en la fig. 4.44, para la realización de una buena unión entre la vigueta de $H^{\circ}A^{\circ}$ y la losa hueca soportada con apoyo indirecto hay que tener en cuenta los tipos de colocación tratados en los párrafos 4.4.2, 4.4.3 y 4.4.4 anteriores.

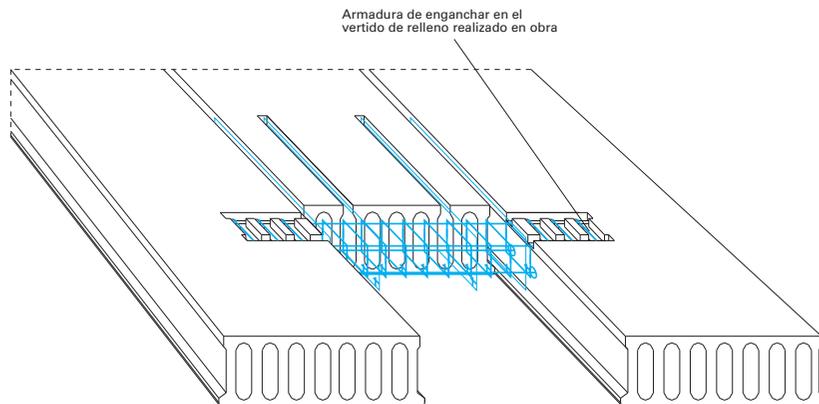


Fig. 4.44 Ejemplo de vigueta de $H^{\circ}A^{\circ}$ hecha en obra para sostener losas huecas orientadas hacia un gran agujero.

Capítulo 5

PREMISAS PARA EL CALCULO

5.1 Generalidades

La realización del diseño de losas huecas pasa, como en todas las estructuras, por cuatro fases bien diferenciadas y que tienen todas la misma importancia.

- a) Análisis del conjunto estructural y de las particularidades del forjado.
- b) Predimensionamiento para la individualización del espesor de la losa.
- c) Representación gráfica de las estructuras.
- d) Cálculo con las diversas verificaciones de flexión, cortante y varias tensiones.

En este capítulo se examinarán los criterios de predimensionamiento y los criterios operativos generales para la realización del diseño, mientras las metodologías de cálculo y verificaciones se tratarán en los cuatro capítulos del 6º al 9º en el segundo Volumen.

5.2 El predimensionamiento

Por el término predimensionamiento se entiende la correcta determinación preventiva del espesor de la losa en función de las exigencias efectivas del diseño.

Elas consisten en la conservación de la funcionalidad estructural a largo plazo, en el mantenimiento del aspecto estético de la estructura, así como en la protección de la integridad de los elementos relacionados con la misma, como tabiques rígidos, acristalados, pavimentos, etc.

El espesor mínimo de la losa se determina en función de la luz y de las condiciones de vínculo (apoyo o continuidad estructural) pero también lo evalúa correctamente el proyectista en función del tipo de la estructura, de las cargas y de las sobrecargas de diseño, del destino y de los límites de deformación, así como de las condiciones ambientales y/o de uso (resistencia al viento o al fuego) o, en caso de muy ocasionales sobrecargas excepcionales, de la entidad de las acciones de flexión y de cortante que inciden en la estructura.

Las armaduras de pretensado son una consecuencia directa de estas elecciones.

5.2.1 Curvas de utilización

Cada empresa productora de losas huecas presenta los tipos de losa que produce con una documentación técnica en la que nunca falta la curva de utilización.

Estas curvas proporcionan las prestaciones máximas de cada tipo de losa pretensada por la máxima armadura aplicable respecto a los límites impuestos por las normativas existentes.

Cada punto de la curva de utilización expresa fundamentalmente el momento de flexión positivo máximo de servicio que permanece constante en función de la luz de cálculo y de la sobrecarga útil.

Las curvas de utilización que aparecen a modo de ejemplo en la fig. 5.1 no tienen en cuenta las limitaciones impuestas por los esfuerzos de cortante en juego ni de otros factores como los límites de espesor impuestos por la normativa italiana.

De hecho, el párrafo 3.3 ya expone que la Norma Italiana (D.M. del 09.01.96 pár. 7.3.2) establece los criterios que deben adoptarse para la determinación del espesor mínimo de las losas huecas.

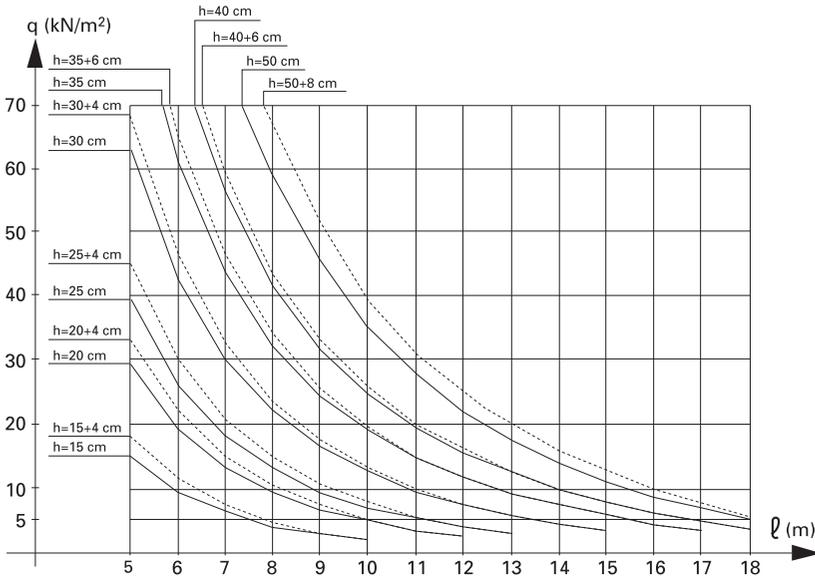


Fig. 5.1 Las curvas de utilización se refieren a losas huecas sin capa y con capa colaborante que figuran en la tabla 2.2 del Capítulo 2.

O bien debe ser:

- para losas huecas sin capa de compresión (pár. 7.3.2)
 - losas con apoyo simple monodireccional $l_c/h \leq 35$
 - losas empotradas o en continuidad $l_c/h \leq 42$

- para losas huecas con capa de compresión (pár. 7.1.4.2 válido también para losas huecas como todo el párrafo 7.1.6 (Véase punto 7.3.3)
 - losas con apoyo simple monodireccional $l_c/h \leq 30$
 - losas empotradas o en continuidad $l_c/h \leq 36$

Estos límites de espesor no figuran en la Norma Europea ENV 1992-1-1, pero es aconsejable tenerlos siempre en consideración, como una buena regla de diseño para poder decidir mejor el espesor de la losa escogido mediante las curvas de utilización.

5.2.2 Método analítico de predimensionamiento

Lo indicado anteriormente que figura en el artículo 7.3.2 del D.M. del 09.01.96, como comprende una aproximación suficiente de uno de los parámetros de gobierno de la deformación elástica representado por la condición de vínculo, en realidad no tiene en cuenta la entidad de las cargas que, no obstante, influyen cuantitativamente sobre las flechas elásticas.

Por eso el mismo artículo 7.3.2 también propone verificar que la flecha elástica instantánea bajo cargas permanentes y accidentales sea

$$f_{is} \leq l_c/1000$$

Si se enlaza en un sistema esta expresión de la flecha instantánea con la expresión general de la flecha elástica en las diversas condiciones de vínculo y de carga uniformemente distribuida:

$$f_{is} = K \frac{(G_k + Q_{ik}) l_c^4}{E J}$$

se obtiene una aproximación de diseño analítica de la cual se puede sacar el momento de inercia J de la losa referido al conjunto de factores en juego:

$$\frac{l_c}{1000} \geq K \frac{(G_k + Q_{ik}) l_c^4}{E J}$$

de ahí

$$J \geq \lambda (G_k + Q_{ik}) l_c^3$$

siendo

$J [\text{cm}^4]$ = momento de inercia para una losa de 1 m de ancho que garantiza el respeto de la condición $f_{is} \leq l_c/1000$ para las cargas consideradas

K = función de los vínculos de la estructura es

$$K = 0,0130 \quad \text{para apoyo simple} \quad (5,0/384)$$

$$K = 0,0099 \quad \text{para empotramiento débil} \quad (3,8/384)$$

$$K = 0,0078 \quad \text{para empotramiento parcial} \quad (3,0/384)$$

$C45/55$ = resistencia cilíndrica / cúbica del hormigón

$$E_{cm} = 36 \text{ kN/mm}^2 \quad (\text{ENV 1992-1-1 p\acute{a}r. 3.1.2.5.2.})$$

$$\lambda = \text{coeficiente multiplicativo} = K \cdot 10^3 / E_{cm} \quad \text{vale}$$

$$\lambda = 0,325 \quad \text{para apoyo simple} \quad [\text{cuando } M = 1/8 (G_k + Q_{ik}) l_c^2]$$

$$\lambda = 0,247 \quad \text{para empotramiento débil} \quad [\text{cuando } M = 1/10 (G_k + Q_{ik}) l_c^2]$$

$$\lambda = 0,195 \quad \text{para empotramiento parcial} \quad [\text{cuando } M = 1/12 (G_k + Q_{ik}) l_c^2]$$

$$l_c = \text{luz de c\acute{a}lculo} \quad [\text{m}]$$

$$G_k = \text{acciones permanentes} \quad [\text{daN/m}^2]$$

$$Q_{ik} = \text{acciones variables} \quad [\text{daN/m}^2]$$

Obtenido el momento de inercia unitario, v\acute{a}lido para el ancho de la losa $b=100$ cm, se compara con el momento unitario inmediatamente superior, ya tabulado en los manuales proporcionados por las empresas constructoras y se tiene en cuenta la real anchura de la losa a la cual se refiere. Junto con este \u00faltimo valor se leer\acute{a} el espesor de la losa hueca correspondiente.

Ejemplos de c\acute{a}lculo

La losa se dimensiona con los siguientes datos en todos los ejemplos que figuran a continuaci3n:

$$\text{Luz de c\acute{a}lculo} \quad l_c = 12 \text{ m}$$

$$\text{Sobrecargas permanentes} \quad G_k = 250 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Sobrecargas variables} \quad Q_{ik} = 400 \text{ daN/m}^2$$

Ejemplo 5.1:

Vínculos con apoyo simple

$$\lambda = 0,325$$

$$J \geq 0,325 (250 + 400) 12^3 = 365.040 \text{ cm}^4/\text{m}$$

Para losa hueca con $b = 1,20 \text{ m}$ tenemos

$$J' = 365.040 \times 1,20 = 438.048 \text{ cm}^4$$

Valor superior de tabla para $b = 1,20 \text{ m}$ $J^* = 465.000 \text{ cm}^4$

(Véase tabla 2.2 del Cap. 2) que corresponde a la altura de la losa hueca con simple apoyos $h = 40 \text{ cm}$.

Ejemplo 5.2:

Vínculos de empotramiento parcial

$$\lambda = 0,195$$

$$J \geq 0,195 (250 + 400) 12^3 = 219.024 \text{ cm}^4/\text{m}$$

Para losa hueca con $b = 1,20 \text{ m}$ tenemos

$$J' = 219.024 \cdot 1,20 = 262.829 \text{ cm}^4$$

Valor superior de tabla para $b = 1,20 \text{ m}$ $J^* = 315.000 \text{ cm}^4$

(Véase tabla 2.2 del Cap. 2) que corresponde a la altura de la losa hueca con empotramientos parciales en los apoyos $h = 35 \text{ cm}$ sin capa.

5.2.3 Determinación directa del espesor total de forjado

Cuando no se dispone de una tabla de los momentos de inercia de las distintas secciones de losa, se puede obtener un valor teórico del espesor total de la losa para aproximar al valor práctico superior, mediante la siguiente relación

$$h \geq \delta l_c (G_k + Q_{ik})^{1/3} \quad [\text{H}]$$

Los símbolos y las unidades de medida son los del párrafo anterior.

Los valores δ que figuran a continuación valen en la hipótesis más bien realista de que el momento de inercia de la losa hueca al menos hasta el espesor $h = 30$ cm sea de media un 25÷26% inferior respecto al momento de inercia de la sección rectangular llena correspondiente a la sección de la losa sin orificios. En tal caso, para una sección de losa hueca de 1m de ancho, que garantiza para las cargas consideradas el respeto de la flecha instantánea $f_{is} \leq l_c/1000$, volvemos a tener tal y como hemos visto en el par. 5.2.2 anterior

$$J \geq \lambda (G_k + Q_{ik}) l_c^3$$

Pero también tenemos

$$J = 0,74 \frac{100}{12} h^3$$

de ahí

$$h^3 \leq 0,164 \lambda (G_k + Q_{ik}) l_c^3$$

por lo que para el coeficiente $\delta = (0,164 \lambda)^{1/3}$
se asumen los siguientes valores

$$\begin{aligned} \delta &= 0,376 \text{ para apoyo simple} && [\text{cuando } M = 1/8 (G_k + Q_{ik}) l_c^2] \\ \delta &= 0,343 \text{ para un empotramiento débil} && [\text{cuando } M = 1/10 (G_k + Q_{ik}) l_c^2] \\ \delta &= 0,317 \text{ para un empotramiento parcial} && [\text{cuando } M = 1/12 (G_k + Q_{ik}) l_c^2] \end{aligned}$$

La expresión [H] proporciona directamente el espesor del forjado de losas huecas, con o sin capa, que debe tomarse en consideración.

Ejemplos de cálculo

Volviendo a examinar la misma luz de cálculo y las cargas ya consideradas en los Ejemplos 5.1 y 5.2

Luz de cálculo	l_c	=	12 m
Sobrecargas permanentes	G_k	=	250 daN/m ²
Sobrecargas variables	Q_{ik}	=	400 daN/m ²

Mediante la expresión [H] se vuelven a calcular directamente los espesores h de la losa hueca en caso de simple apoyo y de empotramiento parcial.

Ejemplo 5.3:

Vínculos en simple apoyo: $\delta = 0,376$

$$h \geq 0,376 \times 12 \times \sqrt[3]{650}$$

$h = 39,08$ se aplica una losa $h = 40$ cm. La relación luz/ espesor es 30 y por lo tanto aceptable en simple apoyo porque es inferior a 35 (D.M. 09.01.96 pár. 7.3.2).

Ejemplo 5.4:

Vínculos de empotramiento parcial: $\delta = 0,317$

$$h \geq 0,317 \times 12 \times \sqrt[3]{650}$$

$h = 32,9$ se aplica una losa $h = 35$ cm. La relación luz/ espesor es 34,3 y por lo tanto aceptable para empotramiento parcial porque es inferior a 42 (D.M. 09.01.96 pár. 7.3.2).

5.3 La presentación gráfica

La Norma europea ISO 9001 prescribe que la representación gráfica de una estructura, que puede ser un forjado de losas huecas, debe ir acompañada de las siguientes informaciones para completar el diseño realizado para su ejecución.

- indicación de los pesos de la estructura;
- indicación de las sobrecargas permanentes y variables;
- grado de los vínculos;
- características de los distintos hormigones previstos;
- características de los distintos aceros previstos;
- relaciones de cálculo y verificaciones de las secciones en los apoyos y en la parte central de la luz;
- instrucciones particularizadas sobre el movimiento, la elevación y la colocación en obra de los componentes prefabricados con dimensionamiento de los cables y de los equipos necesarios;
- sucesión de la colocación de los elementos prefabricados con especial atención en relación con las instrucciones sobre seguridad (plano de prevención de accidentes en obra);
- ambiente para el que va destinada la estructura;
- indicaciones sobre las protecciones adoptadas: resistencia al fuego- resistencia a las acciones agresivas. etc.;
- indicaciones de las tolerancias de producción y montaje;
- prescripciones sobre apuntalamientos provisionales;
- prescripciones sobre los equipos de soporte;
- prescripciones particularizadas sobre las operaciones para completar en obra;
- prescripciones particularizadas sobre la realización de las uniones y las juntas;
- especificación de las operaciones de mantenimiento que deberán realizarse con el tiempo.

Se aconseja ser preciso y escrupuloso al plantear las informaciones mencionadas si se desea formar parte de un Círculo de Projectistas de Calidad.

5.4 Criterios operativos generales para el cálculo

Actualmente en Italia quien vaya a realizar el diseño de un forjado de losas huecas aún puede hacer el cálculo necesario con el método clásico de las Tensiones Admisibles tal y como figura en el D.M. del 14.02.1992.

En Europa el cálculo estructural sigue las normas del Eurocódigo 2 ENV 1992-1-1 que también se ha convertido a todos los efectos en Norma Italiana mediante el “Documento de Aplicación Nacional” D.A.N. D.M. del 09.01.96 que contiene las integraciones, las correcciones y los niveles de seguridad de competencia propia del Estado Italiano.

Dichas normativas prevén como método de cálculo, exclusivamente el método semiprobabilístico de los Estados Límite, que pronto será el único método de cálculo universalmente aceptado por todos los países miembros de la Comunidad Europea.

El presente texto que quiere tener validez de cara al futuro y pretende dirigirse a proyectistas en todo el mundo, desarrolla a continuación los procedimientos de cálculo específicos para las losas huecas según el método semiprobabilístico de los Estados Límite.

Evidentemente la gran familiaridad de los proyectistas que utilizan el método de las Tensiones Admisibles les permitirá una fácil aplicación de los principios que se exponen a continuación al método que les resulte más conveniente.

Una definición general de Estado Límite puede ser enunciada como sigue:

- **Estado (o condición estática) más allá del cual la estructura deja de satisfacer las exigencias de comportamiento para las cuales ha sido diseñada.**

En lo que respecta al análisis específico de los diseños de forjados realizados con losas huecas pretensadas, los forjados bajo el efecto de las Acciones (cargas o fuerzas) pueden manifestar el Estado Límite de dos maneras fundamentales:

- Estado Límite Ultimo
- Estado Límite de Servicio

5.4.1. Las Acciones

Todo el Eurocódigo 1 trata las Acciones y en él se pueden encontrar las definiciones más apropiadas.

Una acción consiste en una fuerza F que también puede ser el pretensado P o una carga aplicada a la estructura.

También puede consistir en una deformación de la estructura por efecto, por ejemplo, de una variación térmica.

Además del pretensado P , se considerarán dos tipos de Acciones:

Acciones permanentes G consisten por ejemplo en el peso de la estructura. Los valores característicos G_k se pueden determinar en base a las dimensiones nominales y a los valores medios de las masas volumétricas.

Acciones variables Q consisten en cargas de servicio, viento, nieve, etc. susceptibles de variar de intensidad en el tiempo. Los valores característicos Q_k en nuestro caso serán valores específicos de diseño que cumplan satisfactoriamente con las exigencias funcionales de la obra, es decir respetando los límites expuestos por la normativa vigente.

El carácter semiprobabilístico del método de cálculo de los Estados Límite requiere la aplicación de correcciones para obtener los valores característicos Q_k de las acciones variables que deben tenerse en cuenta en función de su contemporaneidad (combinación) y de su frecuencia.

Por lo tanto los valores de diseño Q_k deben multiplicarse por los coeficientes combinatorios Ψ_0 , Ψ_1 , e Ψ_2 definidos así:

- $\Psi_0 Q_k =$ valor de las acciones variables combinadas
 $\Psi_1 Q_k =$ valor de las acciones variables frecuentes
 $\Psi_2 Q_k =$ valor de las acciones variables casi permanentes.

Además de esto los valores de cálculo de las acciones, tanto permanentes como variables G_k e Q_k deben multiplicarse por los factores de seguridad de las acciones γ_G e γ_Q introducidos obligatoriamente para corregir las imperfecciones de cálculo que por motivos imponderables pueden hacer que se produzcan variaciones desfavorables en las acciones.

Como veremos más adelante existen valores superiores e inferiores para γ_G y γ_Q .

El valor que debe adoptarse para el factor de seguridad deberá elegirse siempre por el efecto más desfavorable que genera.

En definitiva, el valor de cálculo de las acciones permanentes será:

$$G_d = \gamma_G G_k$$

y el valor de cálculo de las acciones variables será:

$$Q_d = \gamma_Q \Psi_i Q_k$$

Cuando las acciones permanentes G_k son susceptibles de variaciones durante la vida de la estructura, para el valor de cálculo G_d se asume el valor característico G_k inferior multiplicado por su factor de seguridad γ_G inferior cuando ese disminuye el efecto de las acciones variables. En cambio se consideran los valores G_k e γ_G superiores cuando G_d aumenta los efectos de las acciones variables.

En cambio para las acciones variables el valor característico Q_k corresponde al valor superior o inferior en función de una probabilidad asignada respectivamente de no superación o no alcance de dicho valor durante el período de referencia.

5.4.2. El Estado Límite Ultimo

Los Estados Límites Ultimos son los asociados al colapso o a otras formas de cedimiento estructural que acaban con la integridad de la estructura.

En la verificación de un Estado Límite Ultimo por rotura o por plastificación de una sección debe controlarse que

$$S_d \leq R_d.$$

en que

S_d = valor de cálculo de una sollicitación debida a una acción exterior

R_d = resistencia interna de cálculo correspondiente

En el ámbito de la inflexión, es decir en el ámbito del estudio de las losas huecas, la relación mencionada anteriormente se traduce en la siguiente:

$$S'_d = M_{sd} \leq M_{Rd} = R_{sd}$$

En que

M_{sd} = Momento de flexión de cálculo de rotura producido en una sección determinada por todas las acciones exteriores, tanto permanentes G_d como variables Q_d , afectadas por los valores de seguridad γ_G y γ_Q .

Para lo que tenemos $M_{sd} = \gamma M \leq M_{Rd}$.

M_{Rd} = momento resistente a rotura resultante de todos los recursos de resistencia interna proporcionados por los materiales que componen la sección. Depende de las resistencias características de los materiales utilizados.

En la verificación en el Estado Límite Ultimo, en caso de varias acciones características variables Q_k combinadas entre ellas, después de haber identificado una acción característica de base $Q_{k,1}$, se combinan las otras acciones características $Q_{k,i}$ multiplicando cada una por el coeficiente de combinación ψ_0 .

La siguiente expresión proporciona, en el caso más general, la combinación fundamental de j acciones variables de efecto desfavorable en el Estado Límite Ultimo:

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad [1]$$

con P_k = acción de pretensado.

Teniendo en cuenta los valores indicados por el “Documento de Aplicación Nacional” italiano (D.M. del 09,01.96 parte general) en la expresión [1] los coeficientes valen:

$$\begin{aligned} \gamma_G &= 1,4 \quad (\text{o} = 1 \text{ si su contribución aumentase la seguridad}) \\ \gamma_Q &= 1,5 \quad (\text{o} = 0 \text{ si su contribución aumentase la seguridad}) \\ \gamma_P &= 0,9 \quad (\text{o} = 1,2 \text{ si su contribución aumentase la seguridad}) \\ \psi_0 &= 0,7 \end{aligned}$$

En una situación de diseño en que actúa una sola acción variable, la expresión [1] pasa a ser:

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$$

con los valores ya considerados para los factores de seguridad de las acciones γ_G , γ_Q e γ_P .

En las situaciones de diseño en que actúan dos o más acciones variables $Q_{k,i}$, para la norma ENV 1992-1-1 pár. 2.3.3.1.(8), la expresión [1] también puede volverse a escribir de manera más sencilla, es decir:

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P_k + \gamma_Q \sum_{i>1} Q_{k,i}$$

en que

$$\begin{aligned} \gamma_G &= 1,4 \quad (\text{o} = 1 \text{ si el efecto es más desfavorable}) \\ \gamma_Q &= 1,4 \quad (\text{o} = 0 \text{ si el efecto es más desfavorable}) \\ \gamma_P &= 0,9 \quad (\text{o} = 1,2 \text{ si el efecto es más desfavorable}). \end{aligned}$$

5.4.3. El Estado Límite de Servicio

Los Estados Límites de Servicio corresponden a situaciones más allá de las cuales no se satisfacen los requisitos de servicio prescritos por las Normas o solicitadas por el Usuario.

Esto significa que debe ser verificada una desigualdad del tipo

$$E_d \leq R_d$$

En que E_d es el efecto de cálculo de las acciones (cargas y pretensado) que deben considerarse para los siguientes Estados Límites de Servicio fundamentales:

- destensado del hormigón pretensado
- fisuración del hormigón
- deformaciones o inflexiones excesivas
- compresión excesiva del hormigón

Por lo tanto el símbolo E_d representará por orden

- un valor de tracción del conglomerado
- un valor de deformación (elástica + viscosa)
- un valor de compresión en el conglomerado.

Dichos valores deberán ser menores o al menos iguales a los valores de R_d adecuados.

Para los Estados Límite de Servicio el método semiprobabilístico introduce combinaciones apropiadas de acciones definidas por las siguientes expresiones generales.

En presencia de **Combinación nada frecuente**

$$\sum G_{k,j} + P_k + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad [\mathbf{a}]$$

con

P_k = acción de pretensado.

En presencia de **Combinación frecuente**

$$\sum G_{k,j} + P_k + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad [b]$$

En presencia de **Combinación casi permanente**

$$\sum G_{k,j} + P_k + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad [c]$$

Los valores de ψ_i los proporciona el “Documento de Aplicación Nacional” Italiano según la siguiente tabla:

Tabla 5.1.

Cargas variables en los fabricados	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Para viviendas	0,7	0,5	0,2
Para oficinas, tiendas, colegios, etc.	0,7	0,6	0,3
Para garajes	0,7	0,7	0,6
Para viento, nieve	0,7	0,2	0,0

En una situación de diseño de estructuras de edificios en que actúa una sola acción variable $Q_{k,1}$, la norma ENV 1992-1-1 pár. 2.3.4.(7) proporciona para las expresiones [a] y [b] esta única expresión simplificada:

$$\sum G_{k,j} + P_k + Q_{k,1}$$

En una situación de estructuras de edificios, en que actúan dos o más acciones variables $Q_{k,1}$, el mismo párrafo proporciona, siempre para las expresiones [a] y [b] esta otra expresión simplificada:

$$\sum G_{k,j} + P_k + 0,9 \sum_{i \geq 1} Q_{k,i}$$

A continuación figura una correlación general entre los Estados Límite de Servicio individuales y las correspondientes combinaciones de acciones que deben tenerse en cuenta, según lo indicado en la ENV 1992-1-1 pár. 4.4:

ESTADO LIMITE	COMBINACION DE ACCIONES
- de descompresión	- frecuente
- de fisuración	- nada frecuente- frecuente
- de deformación	- frecuente - casi permanente
- de compresión	- nada frecuente - casi permanente

Respecto a los efectos del pretensado P_k en las condiciones de servicio, los estados límite de descompresión y de fisuración merecen una especial atención para los que debe tenerse en cuenta el valor característico inferior de pretensado.

$$P_{k\text{inf}} = \gamma_{p\text{inf}} P_{m,t}$$

en que, según ENV 1992-1-1, puede asumirse

$$\gamma_{p\text{inf}} = 0,9 \quad \text{coeficiente de reducción}$$

$$P_{m,t} = P_{m,\infty} \quad \text{pretensado a pérdidas producidas.}$$

En caso de que la fuerza de pretensado ejerza un papel desfavorable, el coeficiente de incremento es

$$\gamma_{p\text{sup.}} = 1,2$$

Por lo tanto, para el Estado Límite de compresión se adoptará el valor

$$P_{k\text{inf}} = \gamma_{p\text{sup.}} P_{m,\infty}$$

5.5 Propiedades de los materiales y factores de seguridad parciales

Para desarrollar los cálculos y la verificación de los estados límite debe hacerse, con fines operativos, una síntesis de las propiedades de los materiales, cómo las resistencias y los factores de seguridad parciales de los materiales. Éstos últimos definidos genéricamente con el símbolo γ_m , pasan a ser γ_c , γ_s respectivamente para el hormigón y los aceros.

La resistencia R_d de una sección, a los efectos de sollicitación de las acciones, se basará en las resistencias características, divididas por un $\gamma_m > 1$ apropiado para tener en cuenta las posibles desviaciones entre los resultados obtenidos en pruebas y los correspondientes al material real.

Por lo tanto en general un valor $f_d = f_k/\gamma_m$ representará la resistencia de cálculo que debe introducirse en los análisis estáticos.

5.5.1. Propiedades del hormigón

En ENV 1992-1-1 todas las propiedades de resistencia del hormigón van correlacionadas con la resistencia característica a compresión cilíndrica f_{ck} . Por consiguiente, la subdivisión en clases de resistencia, como por ejemplo C 20/25 N/mm², se hace en función de las resistencias cilíndrica/cúbica. En caso de que no haya determinaciones directas más precisas, el ENV 1992-1-1 y el Documento de Aplicación Nacional Italiano establecen las siguientes correlaciones entre las propiedades de resistencia del hormigón

$R_{ck} =$ resistencia característica cúbica del hormigón

$f_{ck} = 0,83 R_{ck}$ resistencia característica de compresión cilíndrica del hormigón

$f_{ctm} = 0,30 R_{ck}^{2/3}$ valor medio de la resistencia a tracción

$f_{ctk0,05}$	=	$0,7 f_{ctm}$	valor característico inferior de la resistencia a tracción axial (fractil 5 %)
$f_{ctk0,95}$	=	$1,3 f_{ctm}$	valor característico superior de la resistencia a tracción axial (fractil 95 %)
f_{cfm}	=	$1,2 f_{ctm}$	valor medio de la resistencia a tracción por flexión
E_{cm}	=	$9500 (f_{ck} + 8)^{1/3}$	módulo de elasticidad secante (ENV 1992-1-1 pár. 3.1.2.5.2)

La conversión en los valores de cálculo para la valoración de las resistencias de cálculo se produce en función de las relaciones

$$f_{cd} = 0,83 \frac{R_{ck}}{\gamma_c} \quad \text{resistencia de cálculo a compresión cilíndrica}$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} \quad \text{resistencia de cálculo a tracción axial}$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{cfm}}{\gamma_c} \quad \text{resistencia de cálculo a tracción por flexión}$$

$$\tau_{Rd} = 0,25 \frac{f_{ctk0,005}}{\gamma_c} \quad \text{resistencia unitaria a cortante, de cálculo}$$

Tabla 5.2.

Valores en N/mm ²	$\gamma_c = 1,6$ hormigón para juntas y capas colaborantes				$\gamma_c = 1,5$ hormigón para losas huecas pretensadas				$\gamma_c = 1,42$ hormigón para losas huecas de H ^o P ^o en Serie Controlada					
	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	
Clase de resistencia	16/20	20/25	25/30	30/37	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60
R_{ck}	20	25	31	37	37	43	49	55	61	37	43	49	55	61
f_{ck}	16	20	25	30	30	35	40	45	50	30	35	40	45	50
f_{ctm}	1,90	2,21	2,56	2,90	2,90	3,21	3,51	3,80	4,07	2,90	3,21	3,51	3,80	4,07
$f_{ctk\ 0,05}$	1,33	1,55	1,80	2,03	2,03	2,25	2,46	2,66	2,85	2,03	2,25	2,46	2,66	2,85
$f_{ctk\ 0,95}$	2,48	2,87	3,33	3,77	3,77	4,17	4,56	4,93	5,29	3,77	4,17	4,56	4,93	5,29
f_{cfm}	2,29	2,65	3,08	3,48	3,48	3,85	4,21	4,55	4,89	3,48	3,85	4,21	4,55	4,89
f_{cd}	10,00	12,50	15,63	18,75	20,00	23,33	26,67	30,00	33,33	21,13	24,65	28,17	31,69	35,21
f_{ctd}	0,83	0,97	1,12	1,27	1,35	1,50	1,64	1,77	1,90	1,43	1,58	1,73	1,87	2,01
f_{ctfd}	1,43	1,66	1,92	2,17	2,32	2,57	2,81	3,04	3,26	2,45	2,71	2,97	3,21	3,44
τ_{Rd}	0,21	0,24	0,28	0,32	0,34	0,37	0,41	0,44	0,48	0,36	0,40	0,43	0,47	0,50
E_{cm}	27400	29000	30500	32000	32000	33300	34500	35700	36800	32000	33300	34500	35700	36800

Para f_{ctm} el coeficiente 0,27 como para f_{cd} el coeficiente numérico 0,83, están impuestos por del D.A.N. Documento de Aplicación Nacional Italiano, D.M. 09.01.96, así como los siguientes valores del factor de seguridad γ_c en el Estado Límite Ultimo:

$\gamma_c = 1,6$ para hormigón normal con armadura pasiva;

$\gamma_c = 1,5$ para hormigón normal producido en “Serie Controlada”
(D.M. del 03.12.87 pár. 2.2);

$\gamma_c = 1,5$ para hormigón pretensado;

$\gamma_c = 1,42$ para hormigón pretensado producido en “Serie Controlada”
D.M. del 03.12.87 pár. 2.2);

El factor de seguridad en el Estado Límite de Servicio siempre es $\gamma_c = 1,0$

En lo que respecta a las losas huecas pretensadas y la Norma válida para Italia D.M. 09.01.96, la Tabla 5.2 constituye una base de referencia.

5.5.2 Propiedades del acero

Las siguientes propiedades mecánicas son relevantes para el cálculo:

Aceros para armadura pasiva

- resistencia característica a tracción f_{tk}
- tensión característica de fluencia f_{yk}
- parámetros de ductilidad

alta	{	$\epsilon_{uk} > 5 \%$ $(f_t/f_y)_k > 1,08$
------	---	--

$$\text{normal} \quad \left\{ \begin{array}{l} \epsilon_{uk} > 2,5\% \\ (f_t/f_y)_k > 1,05 \end{array} \right.$$

El Documento de Aplicación Nacional italiano prevé la sustitución completa del punto 3.2 de ENV 1992-1-1 por el punto 2.2. del D.M. 14.02.92 para el cual los valores de las tensiones características pueden ser los deducibles de éste último. Así que los aceros de adherencia mejorada FeB 38 y 44 K se consideran de alta ductilidad.

Para el cálculo de Estado Límite Ultimo de las secciones (que en caso de las losas huecas son las sujetas a momento negativo) puede ser considerado el diagrama de tensiones-deformaciones del ENV 1992-1-1 (4.2.2.3.2) del tipo que muestra la fig. 5.2 para un acero FeB 44 K con $\gamma_s = 1,15$.

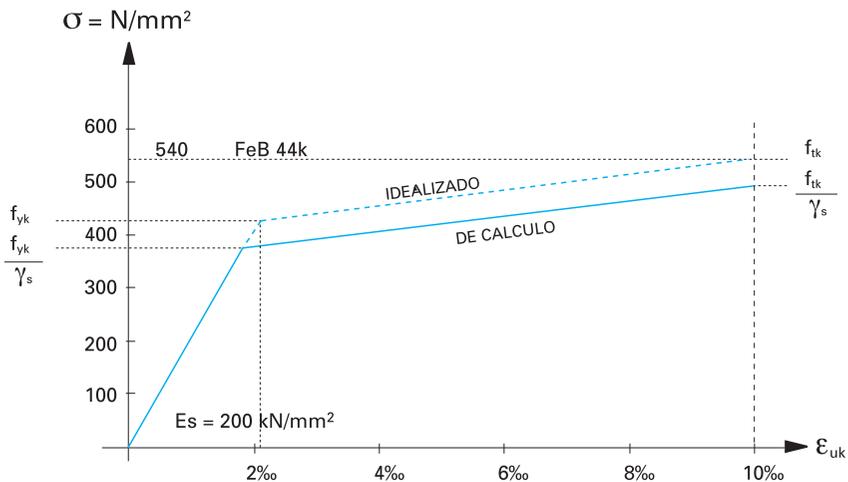


Fig. 5.2 Diagrama tensiones-deformaciones de cálculo del acero para armadura pasiva.

Aceros para pretensado

- $f_{p0,1k}$ valor característico de la tensión en el 0,1% de deformación residual.
- ϵ_{uk} valor característico de la deformación uniforme correspondiente a la máxima tensión.
- f_{pk} resistencia a tracción característica.

Las propiedades mencionadas que pueden deducirse del EN 10138 o bien del ENV 1992-1-1 —4.2.3.3.3 deben ser certificadas mediante documentos técnicos de aprobación.

Según el ENV 1992-1-1 (4.2.3.3.3) el cálculo de Estado Límite Ultimo de armaduras de pretensado se podrá deducir de un diagrama tensiones-deformaciones del tipo representado en la fig. 5.3 con línea superior inclinada y con deformación del acero limitada al 10‰ además de la descompresión.

En lo que respecta al coeficiente de seguridad parcial del acero ha sido deducido para la construcción del diagrama $\gamma_s = 1,15$.

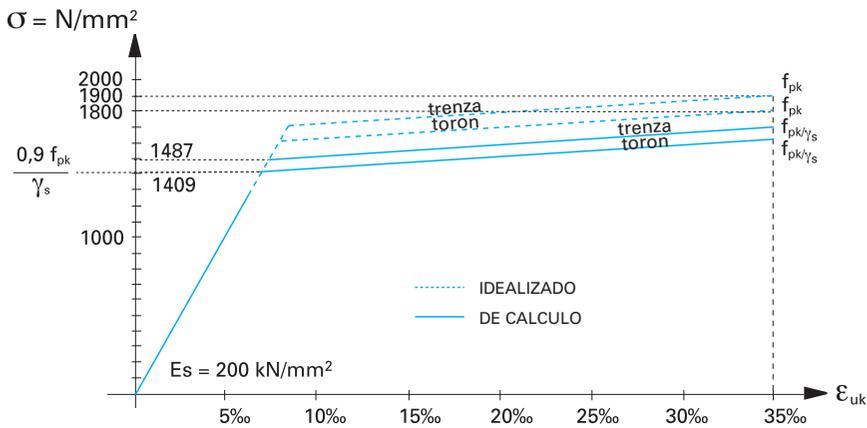


Fig. 5.3 Diagrama tensiones-deformaciones de cálculo para un acero de pretensado.

1ª Edición Año 1999

Publicado por Offset Print Veneta Verona

Todos los derechos de reproducción están reservados a las Empresas Asociadas ASSAP

ASSAP - Asociación de Productores de Losas Huecas Pretensadas
Via Castelletto, 5 - 37050 Belfiore (Verona) Italia
Tel. 0039 045 6149279 - Fax 0039 045 6149275
e-mail: assap@gruppoceptronord.it