



RECOMENDACIONES PARA EL PROYECTO Y CONSTRUCCIÓN DE PLACAS MACIZAS DE HORMIGÓN “*IN SITU*” PARA FORJADOS

Antonio Marí Bernat

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Catedrático. Universidad Politécnica de Cataluña

Honorino Ortega

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Director de ServiCelsa

Gustavo Ariel Pérez

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Investigador. Universidad Politécnica de Cataluña

Sergio Sáiz García

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Profesor Asociado. Universidad Politécnica de Cataluña

Febrero de 2002

PRÓLOGO

Los forjados en placa maciza de hormigón armado construidos “in situ” son en la actualidad poco utilizados en España, donde se usan mayoritariamente forjados unidireccionales de elementos prefabricados y hormigón vertido “in situ” o bien forjados reticulares a base de placas aligeradas. Las razones para ello son fundamentalmente económicas y sociológicas. Por una parte, el coste de los materiales ha tenido una incidencia muy importante en el coste total del forjado, por lo que se tendía a soluciones aligeradas (bien sean unidireccionales o bidireccionales) que permitieran una reducción del volumen del forjado y de su peso. Además, la inercia al cambio existente en el mundo de la construcción hace que, en general, se sigan utilizando soluciones que no requieren modificación de los sistemas conocidos por los operarios, con los cuales los rendimientos obtenidos en la ejecución resultan aparentemente satisfactorios.

Sin embargo, existen varias razones por las que se ha iniciado un cambio de tendencia hacia soluciones a base de placas macizas bidireccionales, apoyadas sobre soportes. Entre ellas cabe citar el aumento del coste de la mano de obra, la facilidad constructiva, la durabilidad del forjado y la reducción de los riesgos laborales.

Los forjados en placa maciza resultan fáciles de construir, dado que se eliminan los elementos aligerantes, bien sean bovedillas, bloques o casetones recuperables. Al no existir nervios, las operaciones de cimbrado, encofrado, ferrallado, hormigonado vibrado y, en general, el control de la ejecución resultan menos costosas pudiendo reducirse los plazos de ejecución.

La existencia de menos superficie de contacto con el medio ambiente, así como la eliminación de espesores reducidos (nervios, capa de compresión), reducen notablemente los riesgos de ataque a la durabilidad del forjado.

La existencia de un encofrado de fondo plano y completo proporciona una plataforma de trabajo confortable, lo que unido a la ausencia de manipulación de elementos susceptibles de romperse o caer como bovedillas o viguetas, reduce los riesgos de accidente laboral.

No se debe olvidar que, por razones de seguridad, es obligatorio disponer de este encofrado continuo y completo de la planta durante la ejecución de los forjados de

cualquier tipología, por lo que el encofrado en sí mismo no constituye un elemento diferenciador en la mayoría de las soluciones.

Por último, las prestaciones estructurales son comparables a las de una losa aligerada, ya que aunque tienen más peso que éstas para el mismo canto, su rigidez es mayor de cara a reducir flechas y vibraciones, así como su monolitismo y el aislamiento acústico que proporcionan, por lo que en algunos casos su canto puede ser menor que aquéllas. Su ductilidad es superior a la de los forjados unidireccionales con vigas planas, siendo por tanto, soluciones aptas para zonas sísmicas (a condición que se verifique la seguridad al punzonamiento bajo aceleraciones verticales) ya que permiten aprovechar la reserva plástica de resistencia que le proporciona el hiperestatismo en ambas direcciones.

Por todas estas razones y teniendo en cuenta la tendencia actual al alza del coste de la mano de obra, las cada vez mayores exigencias de calidad en la edificación (ausencia de fisuras en tabiques por deformación excesiva de los forjados, control exhaustivo de la ejecución) impulsadas, entre otras razones, por la entrada en vigor de la Ley de Ordenación de la Edificación (LOE) y la absoluta necesidad de reducir los riesgos laborales en la construcción, hacen prever un aumento progresivo del uso de los forjados de placa maciza de hormigón armado.

En este contexto, y convencidos del interés de este tipo de forjados, el presente documento parte de describir los aspectos más importantes sobre su proyecto, cálculo y construcción con el objeto de facilitar y, en la medida de lo posible, fomentar su utilización en España.

No se ha pretendido hacer una exposición exhaustiva, pues son innumerables los aspectos que habría que abordar, lo que daría lugar a un tratado de hormigón armado. Más bien al contrario, se ha tratado de limitar el contenido exclusivamente a aquellos aspectos propios de las placas macizas de hormigón, minimizando los aspectos generales de las estructuras de hormigón armado que pueden ser encontrados en libros de texto, tratados o normativas generales. Se ha procurado enfatizar en aspectos prácticos, tratando de proporcionar soluciones concretas, basadas en la experiencia, el sentido común y que, como toda solución en ingeniería, pueden ser susceptibles de mejoras.

Este documento es el resultado de un convenio de colaboración entre la empresa CELSA (Compañía Española de Laminación, S.L.) y el Departamento de Ingeniería de la Construcción de la Universidad Politécnica de Catalunya (UPC).

En este marco se ha desarrollado, además, un programa informático, denominado CelLosas, cuyo objetivo es facilitar el predimensionamiento, cálculo preliminar, armado y valoración económica de forjados en placa maciza de hormigón. El programa desarrollado, de gran potencia, rapidez y facilidad de uso, permite encajar una solución estructural en escasos minutos, proporcionando además una fácil interpretación de la geometría, esfuerzos y disposición del armado, a nivel de predimensionamiento, gracias a las herramientas de visualización que lleva incluido. Dado que se trata de una herramienta de cálculo preliminar, el programa utiliza un método simplificado de cálculo de esfuerzos, el cual ha sido desarrollado específicamente para esta aplicación informática. Tiene un campo de validez mayor y es más aproximado que el método directo de pórticos regulares recogido en el artículo 22.4.3 de la instrucción EHE. En el apartado 7 de este documento se describen las bases del método desarrollado y en el anejo 9.2 se presenta el manual del usuario del programa.

En ningún caso se ha pretendido hacer de este programa una herramienta de dimensionamiento y armado utilizable en proyectos de ejecución. Su finalidad es la de proporcionar un método muy sencillo para, como se ha expuesto con anterioridad, poder encajar, predimensionar y hacer valoraciones previas de soluciones de forjados “in situ” de placa de hormigón de una manera muy rápida, sencilla y fácil.

Es el deseo de los autores que este documento así como el programa de cálculo desarrollado sean una herramienta útil, tanto desde el punto de vista del promotor como del proyectista y el constructor, para el encaje y prediseño de forjados en placa maciza.

Barcelona, Mayo 2002.

Antonio R. Marí Bernat

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Catedrático de la UPC

INDICE

1. INTRODUCCIÓN.....	9
1.1. DEFINICIÓN	9
1.2. HISTORIA	10
1.3. VENTAJAS E INCONVENIENTES	10
1.4. GENERALIDADES SOBRE EL ESTUDIO NORMATIVO DEL PROBLEMA.....	15
2. PROYECTO	16
2.1. CRITERIOS DE PROYECTO	16
2.2. MATERIALES	17
2.2.1. Hormigón	17
2.2.2. Acero	17
2.3. DURABILIDAD	17
2.3.1. Etapas a considerar	18
2.3.1.1. Proyecto.....	18
2.3.1.1.1. Ambientes a considerar	18
2.3.1.1.2. Forma estructural.....	23
2.3.1.1.3. Calidad del Hormigón.....	24
2.3.1.1.4. Recubrimientos.....	24
2.3.1.1.5. Abertura de fisuras	26
2.3.1.2. Ejecución.....	26
2.3.1.3. Utilización	26
2.4. ACCIONES	27
2.4.1. Clasificación.....	27
2.4.2. Dirección de aplicación de las cargas	31
2.4.3. Superficie de aplicación.....	32
2.4.4. Coeficientes de seguridad.....	32
2.4.5. Combinación de acciones	34
3. CÁLCULO	37
3.1. ANÁLISIS ESTRUCTURAL	37
3.2. MÉTODOS DE CÁLCULO	37
3.2.1. Métodos elásticos generales.....	37
3.2.1.1. Ecuación diferencial de las placas (Ecuación de Lagrange)	38

3.2.1.2.	Cálculo por diferencias finitas.....	40
3.2.1.3.	Asimilación a un emparrillado.	41
3.2.1.4.	Método de los Elementos Finitos.....	41
3.2.2.	Métodos elásticos simplificados para placas sobre apoyos continuos	43
3.2.2.1.	Método del ancho eficaz	43
3.2.2.2.	Método de Marcus	43
3.2.3.	Métodos elásticos simplificados para placas sobre soportes aislados.....	44
3.2.3.1.	Introducción	44
3.2.3.2.	Definiciones	45
3.2.3.3.	Método directo, o simplificado, para la determinación de esfuerzos.....	46
3.2.3.3.1.	Restricciones geométricas.....	47
3.2.3.3.2.	Restricciones de cargas	48
3.2.3.3.3.	Flexión en la placa.....	49
3.2.3.4.	Método de los pórticos virtuales	50
3.2.3.4.1.	Descripción del método.....	50
3.2.3.4.2.	Limitaciones.....	51
3.2.3.4.3.	Cargas	51
3.2.3.4.4.	Geometría y rigidez.....	53
3.2.3.4.5.	Cálculo de esfuerzos y distribución de momentos.....	55
3.2.4.	Análisis no lineal.....	56
3.2.5.	Cálculo plástico.....	57
3.3.	DIMENSIONAMIENTO DE ARMADURAS.....	61
3.3.1.	Redistribuciones de esfuerzos: ductilidad	61
3.3.2.	Dimensionamiento y comprobación a flexión.....	61
3.3.3.	Dimensionamiento a cortante	63
3.3.4.	Punzonamiento	64
3.3.4.1.	Generalidades.....	64
3.3.4.2.	Placas sin armadura de punzonamiento	65
3.3.4.3.	Placas con armadura de punzonamiento	66
3.3.4.3.1.	Zona con armadura de punzonamiento	67
3.3.4.3.2.	Zona exterior a la armadura de punzonamiento	68
3.3.4.3.3.	Zona adyacente al soporte.....	69
3.3.5.	Torsión.	70
3.3.6.	Comprobación del estado límite de fisuración.....	71

3.3.6.1.	Aproximación propuesta para calcular la armadura necesaria por fisuración	
	75	
3.3.7.	Comprobación del estado límite de deformaciones	77
3.3.8.	Comprobación del estado límite de vibraciones	85
4.	DISPOSICIÓN DE ARMADURAS Y DETALLES	88
4.1.	CRITERIOS PARA LA DISPOSICIÓN PRÁCTICA DE ARMADURAS DE FLEXIÓN UNA VEZ CONOCIDAS LAS CUANTÍAS NECESARIAS	88
4.2.	ABERTURAS Y ZUNCHOS DE BORDE	90
4.3.	UNIONES Y APOYOS	94
4.3.1.	Armadura de punzonamiento	94
5.	CONSTRUCCIÓN	97
5.1.	EJECUCIÓN	97
5.1.1.	Características tecnológicas del hormigón.....	97
5.1.1.1.	Resistencia característica.....	97
5.1.1.2.	Relación agua/cemento - contenido de cemento	98
5.1.1.3.	Tamaño máximo del árido.....	99
5.1.1.4.	Consistencia	100
5.1.2.	Armaduras pasivas – Mallas electrosoldadas	100
5.1.2.1.	Encofrados.....	103
5.1.2.2.	Desencofrado.....	104
5.1.2.3.	Separadores y calzos	105
5.1.2.4.	Puesta en Obra del hormigón.	107
5.1.2.5.	Compactación.....	107
5.1.2.6.	Curado	108
5.1.2.7.	Juntas de hormigonado	109
5.2.	CONTROL DE CALIDAD	109
5.2.1.	El control con relación a la seguridad	110
5.2.2.	Tareas a controlar en la construcción.....	110
5.2.2.1.	Control de materiales	111
5.2.2.2.	Control de ejecución.....	112
5.3.	MANTENIMIENTO	113
6.	PREDIMENSIONAMIENTO.....	114

6.1.	SOPORTES	114
6.2.	PLACAS.....	114
7.	PROGRAMA CEL-LOSAS PARA PREDIMENSIONAMIENTO Y DISPOSICIÓN DE ARMADURAS	115
7.1.	ALCANCE	115
7.2.	HIPÓTESIS DE PARTIDA	116
7.3.	MÉTODO DE CÁLCULO EMPLEADO.....	117
7.3.1.	Rigideces	117
7.3.2.	Acciones.....	121
7.4.	DISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS	124
7.5.	EJEMPLO DE APLICACIÓN	125
8.	BIBLIOGRAFÍA	140

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Definición

Las placas son elementos bidimensionales planos, con espesor pequeño respecto a las otras dos dimensiones, cuya sollicitación principal es de flexión en dos direcciones, por lo tanto su función más importante es la de transmitir cargas que actúan en forma normal a su plano. La utilización de las placas se da en forjados de edificios, paredes de tanques de agua y tableros de puentes.

Dentro de los distintos tipos de placas, resultan de particular interés las placas macizas sobre apoyos aislados, es decir apoyadas directamente sobre columnas, con o sin capitel, cuya utilización en edificios redunda en importantes beneficios.



Fotografía 1.1: Vista general de la construcción de un edificio con forjados de placas macizas de hormigón.

1.2. Historia

Dentro de la larga historia de los forjados de edificación, los de hormigón armado tienen una aparición relativamente reciente. Es posible que el origen del tipo de forjado a base de placas macizas de hormigón sobre apoyos aislados haya sido en Norteamérica, ya que se conocen construcciones con forjados de este tipo del primer cuarto del siglo XX en los Estados Unidos.

Estas primeras realizaciones fueron empíricas, pero se iniciaron rápidamente estudios sobre el tema, al que la instrucción estadounidense ACI 318 ha dedicado una gran atención, mejorando continuamente en sus ediciones el método de cálculo, desde el año 1977 hasta el presente, de acuerdo con la experiencia y las investigaciones teóricas y prácticas.

También el código británico CP110 (BSI, 1972) ha encarado el tema recomendando métodos aproximados de cálculo, que en revisiones posteriores conducen a criterios muy similares a los del ACI.

1.3. Ventajas e inconvenientes

A continuación se realiza una breve comparación de las ventajas de las placas macizas sobre apoyos aislados frente a otras tipologías similares.

a) Comparados con los forjados unidireccionales prefabricados (parcial o totalmente):

- Permiten un comportamiento adecuado de la estructura bajo acciones horizontales, ya que debido a su gran rigidez en el plano, uniformizan los desplazamientos horizontales (los forjados unidireccionales solo presentan rigidez en la dirección de armado) y tienen ductilidad en ambas direcciones. Debido a ello no hay inconvenientes de utilización en zonas sísmicas o con acción del viento importante. Prueba de ello es el edificio mostrado en la Fotografía 1.2 “One Pacific Towers”, que se terminó de construir en Estados Unidos en 1995, en una zona de alto riesgo sísmico (zona 4), donde la estructura de las 22 plantas superiores, sobre un total de 27, son forjados de placa sin vigas.



Fotografía 1.2: “One Pacific Towers”, edificio de 27 plantas construido en EEUU en 1995, en zona sísmica 4, utilizando placas macizas de hormigón de alta resistencia.

- Se logra flexibilidad de ubicación de juntas y distribución horizontal de servicios (en encofrados unidireccionales es muy engorroso el paso de servicios en la dirección perpendicular a la de trabajo).
- b) Comparados con los forjados reticulares “*in situ*”(placas aligeradas):
- Es mucho más fácil la colocación de armaduras y su supervisión, lo cual implica menos costo de mano de obra y de control de ejecución.
 - Es mucho más fácil la colocación y el vibrado del hormigón.
 - Permite la posibilidad de industrializar en gran medida los procesos de construcción, reduciendo los plazos y las desviaciones de presupuesto.

- Tienen menor canto total. Además, no se necesitan vigas o nervios (sobresaliendo del canto de la placa) que disminuyen la altura libre y/o perjudican la estética.
- El acabado arquitectónico puede aplicarse directamente a la cara inferior de la placa. En algunos casos como aparcamientos o locales de uso industrial o comercial puede dejarse la superficie inferior con hormigón visto, disminuyendo los costos y tiempos de ejecución.
- Permiten un buen aislamiento acústico. Garantizan un aislamiento térmico superior al de las placas nervadas.

c) Comparados con los dos tipos de forjados antes citados:

- Mayor libertad en el diseño, ya que es posible disponer huecos o conseguir perímetros no ortogonales con más facilidad.



Fotografía 1.3: Los forjados de placas macizas de hormigón presentan ciertas facilidades para disponer huecos o conseguir perímetros irregulares.

- Elevada flexibilidad en la ubicación en planta de los pilares, sin que esto tenga que complicar significativamente la geometría de la estructura.

- No tienen zonas donde se produzcan variaciones del espesor, por lo que no hay problemas durante las operaciones de vertido y vibrado del hormigón y existen menos probabilidades de que se desarrollen patologías que afecten la durabilidad de la estructura.
- Muy buen comportamiento frente a incendios. Tanto por su función separadora (al ser un elemento continuo de espesor constante) como por su capacidad portante (son estructuras con un alto grado de hiperestatismo que admiten un considerable nivel de redistribución de esfuerzos).
- Menores riesgos de accidentes laborales, ya que no existen elementos pesados, como las bovedillas o las viguetas, que puedan caerse durante el montaje o romperse al ser pisados por un operario, como los aligeramientos.

Los inconvenientes específicos que tienen son:

- Mayor peso de la estructura, que conlleva a una mayor cimentación. Sin embargo, esta desventaja no suele ser demasiado importante. En efecto, por ejemplo, un forjado reticular de 30 cm de canto, con nervios de 15 cm de ancho, pesa 520 kg/m^2 en la zona aligerada y 750 kg/m^2 en la zona maciza. Si se supone una proporción entre zona de nervio y zona maciza de 3,5 a 1 se obtiene un peso medio de 570 kg/m^2 , mientras que con un forjado macizo de 25 cm de canto se tienen 625 kg/m^2 , es decir sólo un 10% más.
- Para garantizar la resistencia de la placa a punzonamiento se puede necesitar aumentar la sección de los pilares, colocar capiteles, ábacos o refuerzos locales. En general, en la mayoría de los casos, la solución más corriente es la disposición de armaduras específicas frente al punzonamiento.
- Las deformaciones pueden llegar a ser elevadas, especialmente en los vanos exteriores cuando están muy cargados.
- Las aberturas pueden causar problemas de comportamiento, especialmente si hay huecos grandes cercanos a los soportes

- Menor aislamiento térmico que las placas prefabricadas aligeradas.

A pesar de que las ventajas superan los inconvenientes, los forjados en losa maciza todavía son minoritarios en su uso frente a otros tipos como los unidireccionales o los reticulares. De ahí la importancia de disponer de información y de herramientas que faciliten su diseño.

El presente documento y el programa Cel-Losas desarrollado pretenden contribuir al uso de estos forjados proporcionando información y herramientas rápidas de cálculo que permitan estimar con suficiente precisión el coste de un forjado en losa maciza.

Como puede apreciarse, los inconvenientes más restrictivos desaparecen si se cuenta con una herramienta sencilla de predimensionamiento que permita considerar los huecos. Es fácil entonces preguntarse cómo es posible que este tipo de forjado tenga un uso tan limitado en la actualidad, aun más teniendo en cuenta el incremento creciente del coste de la mano de obra respecto al de los materiales, condición muy favorable para su utilización.

Una posible respuesta a la pregunta anterior, se encuentra en que los forjados unidireccionales o los de placa alveolar prefabricada, de uso creciente en la actualidad, tienen la especial ventaja de facilitar enormemente el cálculo de la estructura a los técnicos involucrados en los proyectos y la ejecución de las obras. Este se lleva a cabo íntegramente por la empresa a la que se le encargará su ejecución o en todo caso mediante catálogos y métodos simplificados de diseño proporcionados por dichas empresas para sus productos. Sin embargo, esto no ocurre así con la tipología de placa maciza sobre apoyos aislados, a pesar de sus ya citadas ventajas, y es precisamente colaborar en la superación de este aspecto lo que pretende este estudio.

Los forjados reticulares se seguirán utilizando, probablemente unos años más por una cuestión de costumbre, de resistencia al cambio o de inercia de los métodos de construcción, hasta que los costes de mano de obra, que todo indica que seguirán subiendo con relación a los materiales, los hagan demasiado onerosos.

1.4. Generalidades sobre el estudio normativo del problema

Las normativas más conocidas proponen formas de cálculo y recomendaciones para el dimensionado de las placas sobre apoyos aislados, ya sean macizas o aligeradas.

La British Standards Institution, por medio del Código CP110 (1972) distingue entre placas con y sin vigas. En este último caso propone para el análisis un “método empírico” y un “método de los pórticos continuos”. Investigaciones posteriores permitieron realizar modificaciones a esta norma, llegándose a métodos de diseño muy parecidos a los de la instrucción ACI.

La normativa de hormigón de Estados Unidos ACI 318 (1977 / 1995), ha dedicado una atención especial al tema de las placas realizando, a diferencia de la CP110, un tratamiento unificado, es decir que no distingue entre placas con y sin vigas. Sus métodos de cálculo han sido modificados en sucesivas ediciones, y sirven de base a la normativa EHE. En el ACI se presenta un “método general” y otro “simplificado”

La normativa de hormigón vigente en España, EHE (1999), aborda los procedimientos simplificados más comúnmente utilizados en el cálculo de placas sobre apoyos aislados. Los dos procedimientos propuestos están basados en el método de los pórticos virtuales. En un caso permite la determinación de esfuerzos solo con cargas verticales, mediante el “método directo o simplificado” y en el otro considerando también cargas horizontales por medio del “método general”.

Aunque las normativas son amplias en cuanto a los tipos de análisis a considerar, los métodos concretos que estas proponen están condicionados por una serie de limitaciones (de carga o de geometría). Las estructuras a proyectar en algunos casos no están incluidas en estas acotaciones ni pueden ser asimiladas como tal, por lo cual es necesario recurrir a métodos numéricos generales para analizarlas: Método de diferencias finitas, elementos finitos, analogía del emparrillado, etc.

Una vez se emprende el cálculo por estos métodos, es necesario discretizar la estructura de la manera más coherente con su funcionamiento y observar una serie de reglas para garantizar la validez de los resultados. El método utilizado para la discretización, al igual que la correcta interpretación de los resultados del cálculo son etapas muy delicadas en el análisis.

2. PROYECTO

2.1. Criterios de Proyecto

El criterio fundamental es, obviamente garantizar que la placa posea la resistencia adecuada para soportar las cargas de diseño. Pero hay otros criterios que también se deben tener en cuenta.

Dichos criterios están generalmente relacionados con el comportamiento en servicio de la estructura y dependen del destino de la misma. En efecto, ciertos criterios que pueden ser importantes para un tipo de placa pueden no serlo para otro. Por ejemplo, las exigencias para una placa de un depósito de agua son distintas a las de un forjado de un edificio de viviendas.

En una placa de un forjado, las cargas suelen ser distribuidas y de valor relativamente bajo. Por lo tanto los requerimientos de resistencia se pueden satisfacer con un canto bastante reducido. Sin embargo, bajo cargas de servicio se podrían producir flechas excesivas que dañarían a elementos no estructurales, como pueden ser el solado, el revestimiento de techo y los tabiques, además de ocasionar problemas psicológicos para el usuario, a pesar de que la placa no tenga peligro de colapso. Por lo tanto, el control de flechas en una placa es muy importante y en ocasiones es decisivo.

Al mismo tiempo, un canto reducido podría ocasionar fisuración excesiva bajo cargas de servicio, la cual puede reducir la durabilidad de la placa al facilitar el ataque del acero por agentes corrosivos, sobre todo en medios agresivos; además, resulta desagradable y puede también afectar psicológicamente a los usuarios. Por ello, el control de fisuración es otro condicionante a tener en cuenta en el diseño de placas para edificios de vivienda u oficinas.

En cambio, en una placa de un depósito de líquidos, el control de la fisuración adquiere fundamental importancia para evitar pérdidas y ataques a las armaduras, mientras que el control de deformación si bien es importante, ocupa un papel secundario.

2.2. Materiales

2.2.1. Hormigón

Las características y requisitos del hormigón a utilizar son las típicas para elementos estructurales, tales como las citadas en los artículos 26 al 30 de la Instrucción EHE, actualmente en vigencia. Por lo tanto la resistencia característica mínima del hormigón a utilizar es de 25 MPa.

2.2.2. Acero

Los aceros a utilizar son los aceptados como armaduras pasivas para hormigón (artículo 31 de la EHE), es decir barras corrugadas y mallas electrosoldadas. Estas últimas resultan muy convenientes para esta tipología estructural, dado el carácter bidireccional de las placas. Además, aumentan sensiblemente la velocidad de colocación de armaduras y disminuyen los errores de colocación.

Es recomendable la utilización de aceros de alta ductilidad (calidad SD) tanto en mallas como en barras. Estos aceros proporcionan a la estructura una serie de ventajas muy interesantes: Aumentan la capacidad de redistribución de la estructura de forma que se incrementa su carga de colapso y, por lo tanto, mejoran su seguridad frente al mismo.

2.3. Durabilidad

La durabilidad de una estructura de hormigón es su capacidad para soportar, durante la vida útil para la que ha sido proyectada, las condiciones físicas y químicas a las que está expuesta, y que podrían llegar a provocar su degradación como consecuencia de efectos diferentes a las cargas y solicitaciones consideradas en el análisis estructural.

Las placas macizas sobre apoyos aislados no presentan mayores problemas de durabilidad que el resto de los forjados. En todo caso tienen una situación más favorable, respecto a las placas aligeradas o a las nervadas que pueden tener mayor riesgo de corrosión en las armaduras de esquinas, de alma, etc., debido a la mayor complicación de la geometría que implica mayor dificultad de puesta en obra del hormigón, de consecución de recubrimientos y mayor superficie de exposición al medio

ambiente. A continuación se resumen los principales aspectos a tener en cuenta para garantizar una adecuada durabilidad.

2.3.1. Etapas a considerar

Es conveniente remarcar que la durabilidad debe considerarse en las siguientes etapas del edificio: Proyecto, ejecución y utilización.

2.3.1.1. Proyecto

El proyecto de una estructura debe tener en cuenta las condiciones de exposición ambiental, el tipo de estructura y su destino, a fin de definir una estrategia de durabilidad.

2.3.1.1.1. Ambientes a considerar

En primer lugar es necesario definir las características físicas y químicas del ambiente en el que se encontrará expuesto el elemento estructural en estudio, con el objeto de tomar las previsiones necesarias para disminuir la probabilidad de que se produzca una degradación por efectos diferentes a los de las cargas y solicitaciones consideradas en el análisis estructural. En función de dichas características le corresponderá una clase o subclase general de exposición frente a la corrosión de las armaduras, que se puede obtener de la Tabla 2.1, y una clase específica de exposición relacionada a procesos de degradación distintos de la corrosión, que se puede obtener de la Tabla 2.2 (con el complemento de la Tabla 2.3).

Todo elemento está sometido a una única clase o subclase general de exposición, mientras que al mismo tiempo puede estar sometido a ninguna, a una o a varias clases específicas de exposición. Sin embargo, un mismo elemento no puede estar sometido simultáneamente a más de una de las subclases definidas para una clase específica de exposición.

A continuación se presentan dos ejemplos que aclaran el uso de estas tablas:

i) Forjados en el interior de un edificio:

Clase general de exposición: I (no agresiva)

Clase específica de exposición: no hay

Tipo de ambiente: I

ii) Forjados de cubierta de un edificio en zona de alta montaña, con precipitaciones de 900 mm anuales:

Clase general de exposición: IIa (normal alta)

Clase específica de exposición: H (ataque hielo-deshielo)

Tipo de ambiente: IIa + H

CLASE GENERAL DE EXPOSICIÓN				DESCRIPCIÓN	EJEMPLOS
Clase	Subclase	Designación	Tipo de proceso		
no agresiva		I	Ninguno	<ul style="list-style-type: none"> - interiores de edificios, no sometidos a condensaciones - elementos de hormigón en masa 	<ul style="list-style-type: none"> - interiores de edificios, protegidos de la intemperie
normal	humedad alta	IIa	corrosión de origen diferente de los cloruros	<ul style="list-style-type: none"> - interiores sometidos a humedades relativas medias altas (>65%) o a condensaciones - exteriores en ausencia de cloruros, y expuestos a lluvia en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm. - elementos enterrados o sumergidos. 	<ul style="list-style-type: none"> - sótanos no ventilados - cimentaciones - tableros y pilas de puentes en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm - elementos de hormigón en cubiertas de edificios
	humedad media	IIb	corrosión de origen diferente de los cloruros	<ul style="list-style-type: none"> - exteriores en ausencia de cloruros, sometidos a la acción del agua de lluvia, en zonas con precipitación media anual inferior a 600 mm 	<ul style="list-style-type: none"> - construcciones exteriores protegidas de la lluvia - tableros y pilas de puentes, en zonas de precipitación media anual inferior a 600 mm
marina	aérea	IIIa	corrosión por cloruros	<ul style="list-style-type: none"> - elementos de estructuras marinas, por encima del nivel de pleamar - elementos exteriores de estructuras situadas en las proximidades de la línea costera (a menos de 5 km) 	<ul style="list-style-type: none"> - edificaciones en las proximidades de la costa - puentes en las proximidades de la costa - zonas aéreas de diques, pantalanés y otras obras de defensa litoral - instalaciones portuarias
	sumergida	IIIb	corrosión por cloruros	<ul style="list-style-type: none"> - elementos de estructuras marinas sumergidas permanentemente, por debajo del nivel mínimo de bajamar 	<ul style="list-style-type: none"> - zonas sumergidas de diques, pantalanés y otras obras de defensa litoral - cimentaciones y zonas sumergidas de pilas de puentes en el mar
	en zona de mareas	IIIc	corrosión por cloruros	<ul style="list-style-type: none"> - elementos de estructuras marinas situadas en la zona de carrera de mareas 	<ul style="list-style-type: none"> - zonas situadas en el recorrido de marea de diques, pantalanés y otras obras de defensa litoral - zonas de pilas de puentes sobre el mar, situadas en el recorrido de marea
con cloruros de origen diferente del medio marino		IV	corrosión por cloruros	<ul style="list-style-type: none"> - instalaciones no impermeabilizadas en contacto con agua que presente un contenido elevado de cloruros, no relacionados con el ambiente marino - superficies expuestas a sales de deshielo no impermeabilizadas. 	<ul style="list-style-type: none"> - piscinas - pilas de pasos superiores o pasarelas en zonas de nieve - estaciones de tratamiento de agua.

Tabla 2.1: Clase general de exposición ambiente con relación al riesgo de corrosión de armaduras.

CLASE ESPECÍFICA DE EXPOSICIÓN				DESCRIPCIÓN	EJEMPLOS
Clase	Subclase	Designación	Tipo de proceso		
química agresiva	débil	Qa	ataque químico	- elementos situados en ambientes con contenidos de sustancias químicas capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad lenta (ver Tabla 8.2.3.b)	- instalaciones industriales, con sustancias débilmente agresivas según tabla 8.2.3.b. - construcciones en proximidades de áreas industriales, con agresividad débil según tabla 8.2.3.b.
	media	Qb	ataque químico	- elementos en contacto con agua de mar - elementos situados en ambientes con contenidos de sustancias químicas capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad media (ver Tabla 8.2.3.b)	- dolos, bloques y otros elementos para diques - estructuras marinas, en general - instalaciones industriales con sustancias de agresividad media según tabla 8.2.3.b. - construcciones en proximidades de áreas industriales, con agresividad media según tabla 8.2.3b. - instalaciones de conducción y tratamiento de aguas residuales con sustancias de agresividad media según tabla 8.2.3.b.
	fuerte	Qc	ataque químico	- elementos situados en ambientes con contenidos de sustancias químicas capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad rápida (ver Tabla 8.2.3.b)	- instalaciones industriales, con sustancias de agresividad alta de acuerdo con tabla 8.2.3.b. - instalaciones de conducción y tratamiento de aguas residuales, con sustancias de agresividad alta de acuerdo con tabla 8.2.3.b.
con heladas	sin sales fundentes	H	ataque hielo-deshielo	- elementos situados en contacto frecuente con agua, o zonas con humedad relativa media ambiental en invierno superior al 75%, y que tengan una probabilidad anual superior al 50% de alcanzar al menos una vez temperaturas por debajo de -5°C	- construcciones en zonas de alta montaña - estaciones invernales
	con sales fundentes	F	ataque por sales fundentes	- elementos destinados al tráfico de vehículos o peatones en zonas con más de 5 nevadas anuales o con valor medio de la temperatura mínima en los meses de invierno inferior a 0°C	- tableros de puentes o pasarelas en zonas de alta montaña
erosión		E	abrasión cavitación	- elementos sometidos a desgaste superficial - elementos de estructuras hidráulicas en los que la cota piezométrica pueda descender por debajo de la presión de vapor del agua	- pilas de puente en cauces muy torrenciales - elementos de diques, pantalanos y otras obras de defensa litoral que se encuentren sometidos a fuertes oleajes - pavimentos de hormigón - tuberías de alta presión

Tabla 2.2: Clase específica de exposición ambiente con relación a procesos de deterioro distintos de la corrosión de armaduras.

TIPO DE MEDIO AGRESIVO	PARÁMETROS	TIPO DE EXPOSICIÓN		
		Qa	Qb	Qc
		ATAQUE DÉBIL	ATAQUE MEDIO	ATAQUE FUERTE
AGUA	VALOR DEL pH	6,5 - 5,5	5,5 - 4,5	< 4,5
	CO ₂ AGRESIVO (mg CO ₂ / l)	15 - 40	40 - 100	> 100
	IÓN AMONIO (mg NH ₄ ⁺ / l)	15 - 30	30 - 60	> 60
	IÓN MAGNESIO (mg Mg ²⁺ / l)	300 - 1000	1000 - 3000	> 3000
	IÓN SULFATO (mg SO ₄ ²⁻ / l)	200 - 600	600 - 3000	> 3000
	RESIDUO SECO (mg / l)	75 - 150	50 - 75	<50
SUELO	GRADO DE ACIDEZ BAUMANN-GULLY	> 20	(*)	(*)
	IÓN SULFATO (mg SO ₄ ²⁻ / kg de suelo seco)	2000 - 3000	3000-12000	> 12000

(*) Estas condiciones no se dan en la práctica

Tabla 2.3: Clasificación de la agresividad química.

2.3.1.1.2. Forma estructural

El hecho de que las placas macizas presentan caras planas es un aspecto favorable en cuanto a la forma estructural, debido a que evita posibles problemas que suelen producirse en esquinas. Además, garantiza una colocación de armaduras, vertido y vibrado del hormigón sin mayores complicaciones, ya que excepto en el encuentro de la placa con los pilares, en que se produce cierta concentración de armaduras, en el resto del forjado las barras de armado se encuentran distribuidas homogéneamente, de tal forma que es frecuente y resulta conveniente utilizar mallas electrosoldadas.

Sin embargo, al igual que en cualquier forjado, si se encuentra a la intemperie debe garantizarse una rápida evacuación del agua de lluvia mediante pendiente y desagües adecuados.

2.3.1.1.3. Calidad del Hormigón

El hormigón a utilizar debe tener unas características relativas a su resistencia mínima, contenido mínimo de cemento, relación agua/cemento máxima y tipo de cemento a utilizar que serán función de la agresividad del ambiente en que se ubicará la estructura, según lo especificado en la Instrucción EHE.

En la denominación del hormigón debe constar si se trata de hormigón en masa, armado o pretensado, la resistencia característica en Mpa, el tamaño máximo del árido, la consistencia y el tipo de ambiente (clase general o específica de exposición).

Así en el caso de una placa maciza de hormigón armado de 24 cm de canto, en el interior de un edificio de vivienda convencional y con una clase de exposición “no agresiva” (designación: I) (ver Tabla TT1 –pág. 51), el hormigón deberá tener una relación agua cemento máxima $a/c=0,65$, un contenido mínimo de cemento de 250 kg/m^3 y una resistencia mínima de 25 N/mm^2 , una consistencia “Blanda” (6 a 9 cm ± 1 cm de asentamiento en cono de Abrams), un tamaño máximo del árido de 20mm, tal como se indica en las Tablas 8.2.2, 30.6, 37.3.2.a y 37.3.2.b de la Instrucción EHE. Por lo que su tipificación, de cara a los planos y Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares del proyecto será: HA-25/B/20/I (hormigón armado - resistencia característica / consistencia / tamaño máximo del árido / clase de exposición)

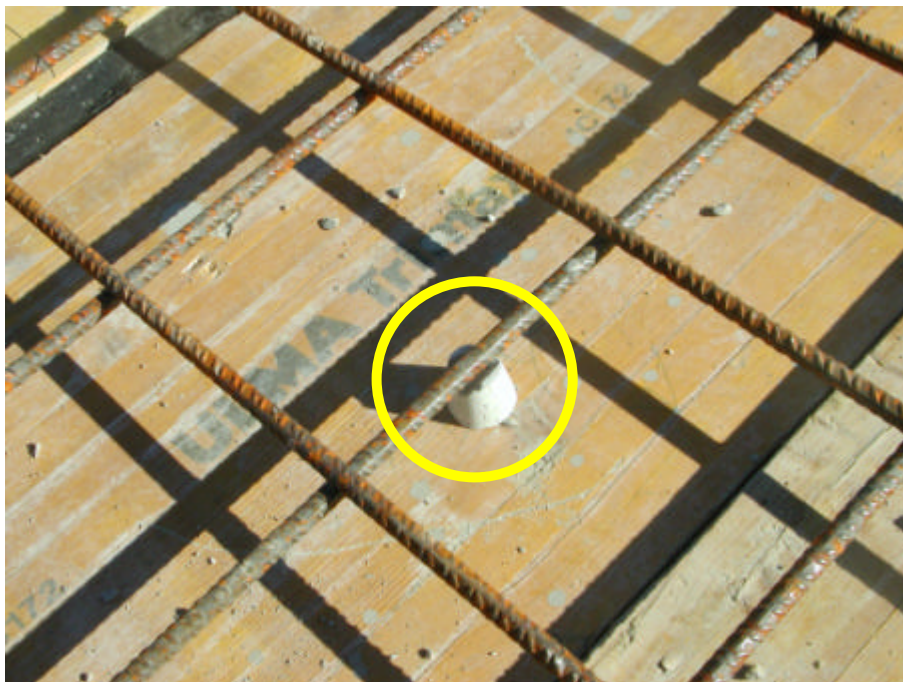
Desde la etapa de proyecto se debe definir no sólo el tipo de hormigón que se utilizará, especificando la calidad de los materiales componentes empleados, las dosificaciones y los controles a realizar, sino también la forma de realizar el transporte, vertido, compactación y curado.

2.3.1.1.4. Recubrimientos

El espesor del recubrimiento de hormigón es sumamente importante para lograr una protección adecuada de las armaduras. Su calidad depende principalmente de la relación agua/cemento, de la compactación y del curado.

El recubrimiento a adoptar en las placas macizas, como en cualquier elemento de hormigón, depende de:

- a. la clase de exposición, es decir el nivel de agresividad ambiente al que estarán sometidas;
- b. la resistencia característica, disminuyendo el recubrimiento para resistencias características elevadas, ya que resistencia y durabilidad se encuentran estrechamente vinculadas;
- c. el nivel de control de ejecución



Fotografía 2.1: El espesor del recubrimiento de hormigón es sumamente importante para lograr una protección adecuada de las armaduras.

La instrucción EHE permite evaluar el recubrimiento necesario o nominal, r_{nom} , mediante:

$$r_{nom} = r_{min} + \Delta r$$

donde:

r_{min} : recubrimiento mínimo, depende de las condiciones a. y b. antes mencionadas (EHE, Tabla 37.2.4), su valor nunca es menor de 15 mm;

Δr : margen de recubrimiento, depende de la condición c. antes mencionada, tomando un valor de 5 mm para elementos “*in situ*” con intenso control de ejecución, y 10 mm si el control no es intenso.

2.3.1.1.5. Abertura de fisuras

Las placas macizas sobre apoyos aislados, como cualquier elemento de hormigón, se ven sometidas a fisuración debido a la flexión, entre otros esfuerzos, y también a deformaciones de retracción u otras deformaciones impuestas coartadas. Para garantizar la durabilidad es importante limitar la abertura de fisuras.

Los valores máximos admitidos dependen de la clase de exposición ambiente y en general, en las distintas normativas varían entre 0,1 mm para ambientes muy agresivos y 0,4 mm para ambientes normales.

Para estimar la abertura característica de fisura existen diversas propuestas, entre ellas, se puede emplear el método general dado en la instrucción EHE.

Este tema se analiza con más detalles en 3.3.6. al tratar el estado límite de fisuración.

2.3.1.2. Ejecución

Es fundamental garantizar la calidad de ejecución de la obra, especialmente en las etapas de vertido, vibrado y curado del hormigón, de forma tal que se cumplan con todas las especificaciones previstas en el proyecto para asegurar condiciones de servicio apropiadas de la estructura durante toda su vida útil. Para ello debe efectuarse un control de calidad o, más específicamente, un control de ejecución adecuado, aspectos que se tratan en el apartado 5.2. de este trabajo.

2.3.1.3. Utilización

El usuario debe realizar un correcto uso del edificio y un mantenimiento adecuado, el cual debe venir planificado desde la etapa de proyecto, de forma que pueda detectarse a tiempo cualquier anomalía que pudiera producirse, como fisuras, manchas de óxido, sales, etc.



Fotografía 2.2: Es fundamental garantizar la calidad de ejecución de la obra, especialmente en las etapas de vertido, vibrado y curado del hormigón.

2.4. Acciones

2.4.1. Clasificación

A continuación se realiza una clasificación de las acciones que generalmente actúan en los edificios de acuerdo a la Normativa de Acciones en la Edificación, AE-88, actualmente vigente.

Acción gravitatoria

Producida por el peso de los elementos constructivos, de los objetos de uso y de la nieve en la cubierta.

Se pueden dividir en concarga y sobrecarga. La primera incluye a las cargas cuya magnitud y posición es constante en el tiempo. Se subdivide en peso propio, que es el peso del elemento resistente, y carga permanente, que es la carga de todos los elementos constructivos, instalaciones fijas, etc., que soporta el elemento, por ejemplo: muros, pisos, revestimientos, etc.

La sobrecarga puede ser de uso o de nieve. La de uso incluye al peso de todo lo que puedan gravitar sobre el elemento resistente por razón de su uso: personas, muebles, vehículos, etc.

La Figura 2.1 resume la clasificación de las acciones gravitatorias.

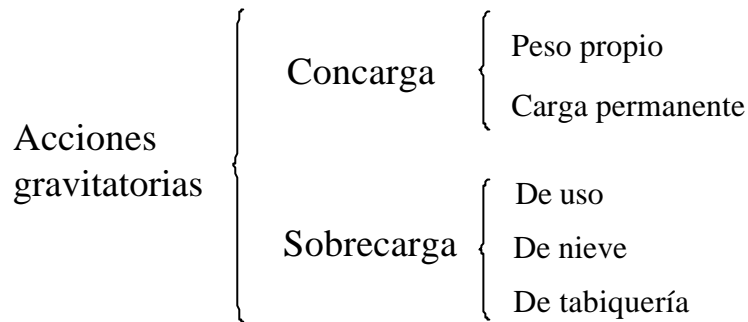


Figura 2.1: Clasificación de las acciones gravitatorias.

La tabiquería se incluye dentro de la sobrecarga de uso, por la posibilidad que su posición se modifique durante el periodo de vida útil del edificio. En el caso de tabiques de hasta 7 cm de espesor ($1,2 \text{ kN/m}^2$, incluyendo revoques), para su consideración, se asimilan a una sobrecarga superficial uniforme que se adiciona a la sobrecarga de uso. En cambio, en el caso de tabique de mayor espesor (más de $1,2 \text{ kN/m}^2$), se considera la carga lineal correspondiente.

En la determinación del peso propio se debe utilizar para el hormigón armado un peso específico de 25 kN/m^3 .



Fotografía 2.3: La tabiquería se incluye dentro de la sobrecarga de uso, en forma superficial o lineal, según la importancia de los elementos.

Algunos valores de carga permanente útiles para forjados son:

Cerramientos:

de ladrillos cerámicos huecos	12 kN/m ³
de ladrillos cerámicos perforados	15 kN/m ³
de ladrillos cerámicos macizos	18 kN/m ³

Revoques:

a la cal	0,16 kN/m ²
guarnecido de yeso	0,12 kN/m ²
de cemento	0,20 kN/m ²

Solados:

baldosa cerámica o hidráulica + relleno, total 3 cm	0,50 kN/m ²
baldosa cerámica o hidráulica + relleno, total 7 cm	1,10 kN/m ²
terrazo sobre mortero, total 5 cm	0,80 kN/m ²

Forjados de cubierta y materiales de cobertura

enlistonado	0,05 kN/m ²
tablero de madera de 2,5 cm	0,15 kN/m ²
teja curva corriente (2 kg por pieza)	0,50 kN/m ²
teja plana corriente (3 kg por pieza)	0,40 kN/m ²

Algunos valores de sobrecarga de uso útiles son:

Uso del forjado	kN/m²
<u>Azoteas</u>	
accesibles sólo para conservación	1,0
accesibles sólo privadamente	1,5
<u>Viviendas:</u>	
habitaciones en general	2,0
escaleras	3,0
<u>Oficinas y comercios:</u>	
locales privados	2,0
oficinas públicas	3,0

Acción del viento

Incluye presiones y succiones del viento sobre las superficies. En su determinación se parte de la velocidad del viento que depende de la altura del edificio. Con la velocidad se calcula la presión dinámica y con ella y un coeficiente eólico, que depende de la configuración de la construcción, de la posición del elemento y del ángulo de incidencia del viento en la superficie, se puede obtener la sobrecarga.

Frente a esta acción, la placa maciza se comporta como un diafragma rígido, transmitiendo la carga a los pilares según un reparto isostático, en función de la superficie de exposición al viento.

Acciones térmicas y reológicas

Las acciones térmicas están producidas por las deformaciones debidas a los cambios de temperatura. Las reológicas por las deformaciones de los materiales en el transcurso del tiempo por retracción y fluencia.

Tanto las deformaciones térmicas como las reológicas deben tenerse en cuenta en estructuras hiperstáticas, ya que darán origen a esfuerzos. En el caso de los forjados, pueden no considerarse estas acciones cuando se disponga de juntas de dilatación cada 40 m aproximadamente.

Acción sísmica

Producida por las aceleraciones originadas por desplazamientos bruscos que experimentan las capas de la superficie terrestre. La normativa vigente es la NCSE-94, Norma de construcción sismorresistente. Según el Mapa de Peligrosidad Sísmica de dicha normativa, más de la 2/3 parte de España tiene una peligrosidad muy baja. En términos generales, para que un edificio se comporte adecuadamente frente a la acción sísmica, deben tenderse a diseños en que el centro de torsión este lo más cercanamente posible al de masas y evitarse discontinuidades en elevación, como las que se producen en los apeos, en los cuales se interrumpen los pilares al llegar a la planta baja.

Acción del terreno

Comprende el empuje activo y pasivo del terreno sobre las partes del edificio con que se encuentra en contacto, que son las cimentaciones, por lo que no son de interés a efectos de calcular los forjados de edificación.

En la práctica habitual del cálculo estructural de placas, hay dos parámetros de partida de las cargas que deben conocerse y pueden condicionar el procedimiento de análisis: la dirección y la superficie de aplicación.

2.4.2. Dirección de aplicación de las cargas

Sobre una placa actúan cargas en diferentes direcciones y estas pueden ser concentradas o repartidas.

Las cargas verticales, típicas de los elementos placa, son las gravitatorias. Mientras que las cargas horizontales actuantes suelen ser viento y/o sismo y en algunos casos las térmicas y las reológicas, que pueden considerarse como deformaciones impuestas.

2.4.3. Superficie de aplicación

Las cargas repartidas constituyen la gran mayoría de las acciones en los casos más usuales.

Sin embargo, es muy importante considerar oportunamente la presencia de cargas concentradas en pequeñas zonas del forjado, bien sean puntuales o lineales, en el caso de que estas puedan ser significativas. Por ejemplo, cargas debidas a escaleras o cargas debidas a fachadas. Aunque su magnitud no origine esfuerzos globales que condicionen el diseño estructural, podrían dar lugar a fenómenos como el punzonamiento, que producirían el fallo de la estructura. En el caso de placas sobre soportes aislados, la verificación al punzonamiento en los apoyos resulta imprescindible.

2.4.4. Coeficientes de seguridad

En la verificación de los estados límites se emplean coeficientes de seguridad que inciden sobre las características de los materiales (minoración) y por lo tanto en la respuesta estructural y coeficientes que inciden sobre el valor de las acciones (mayoración).

Las acciones pueden asumir valores característicos, representativos o de cálculo. Los valores característicos (F_k) son los principales valores específicos de esas acciones. Pueden corresponder a un valor medio, a un valor nominal o a un valor definido estadísticamente, de tal forma que se obtenga una cierta probabilidad que no sea superado durante un periodo de referencia compatible con la vida útil de la estructura.

El valor representativo de la acción es el utilizado para la comprobación de los estados límite y se obtiene afectando su valor característico por un coeficiente, Ψ_i . Este coeficiente toma valor unitario para cargas permanentes y accidentales y valores

inferiores para acciones variables, dependiendo de la estructura y de las cargas consideradas (ver en Tabla 2.7 valores particularizados del coeficiente Ψ_i).

Finalmente, el valor de cálculo (F_d) se obtiene afectando el representativo de un coeficiente parcial de seguridad, γ_f , mayor que la unidad. Este coeficiente variará en función del tipo de acción, su variación en el tiempo y su efecto para estado límite último o para estado límite de servicio (ver Tablas 2.4 y 2.5).

Resumiendo:

$$F_d = \gamma_f \cdot \Psi_i \cdot F_k$$

Aunque no se plantea explícitamente en el documento de la EHE, se interpreta que los coeficientes de seguridad considerados para efectos desfavorables en situación persistente o transitoria deben ser adoptados en función del nivel de control de ejecución, por lo que en el caso de una situación persistente o transitoria con efecto desfavorable, los coeficientes parciales de seguridad a aplicar, para estados límite últimos, deben ser los establecidos en la Tabla 2.6.

TIPO DE ACCIÓN	Situación persistente o transitoria		Situación accidental	
	Efecto favorable	Efecto desfavorable	Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Pretensado	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$
Permanente de valor no constante	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,50$	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
Variable	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,50$	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$
Accidental	-	-	$\gamma_A = 1,00$	$\gamma_A = 1,00$

Tablas 2.4: Coeficientes parciales de seguridad para las acciones, aplicables para la evaluación de los Estados Límite Últimos

TIPO DE ACCIÓN		Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente		$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Pretensado	Armadura pretesa	$\gamma_P = 0,95$	$\gamma_P = 1,05$
	Armadura postesa	$\gamma_P = 0,90$	$\gamma_P = 1,10$
Permanente de valor no constante		$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
Variable		$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$

Tabla 2.5: Coeficientes parciales de seguridad para las acciones, aplicables para la evaluación de los Estados Límite de Servicio

TIPO DE ACCIÓN	Nivel de control de ejecución		
	Intenso	Normal	Reducido
Permanente	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1,50$	$\gamma_G = 1,60$
Pretensado	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$
Permanente de valor no constante	$\gamma_{G^*} = 1,50$	$\gamma_{G^*} = 1,60$	$\gamma_{G^*} = 1,80$
Variable	$\gamma_Q = 1,50$	$\gamma_Q = 1,60$	$\gamma_Q = 1,80$

Tablas 2.6: Coeficientes parciales de seguridad para las acciones, aplicables para la evaluación de los Estados Límite Últimos, en función del nivel de control de ejecución.

2.4.5. Combinación de acciones

Una vez se conocen todas las acciones a que estará sometida la estructura, es necesario combinarlas de manera que se identifiquen los casos más desfavorables para obtener los esfuerzos de diseño. En estructuras de edificación formadas por pórticos múltiples y de diferentes niveles esto resulta bastante complejo, pues las cargas aplicadas en una parte de la estructura afectan también a otras, produciéndose

una interacción en la que resulta muy difícil obtener los esfuerzos máximos y mínimos. Aun peor resulta en el caso de los pilares, donde no basta con determinar un esfuerzo extremo, sino que es necesaria la combinación pésima de flectores y axiles para dimensionarlos, pues no siempre un incremento de axil supone una reducción de la resistencia del soporte a flexión, tal como se ejemplifica por medio de la Figura 2.2.

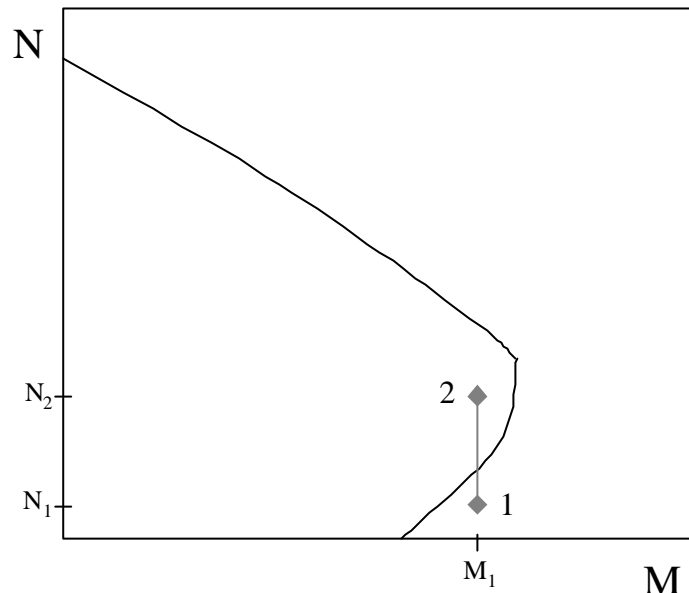


Figura 2.2: Diagrama de interacción momento-axil (cualitativo). Un par de valores (M_1, N_1) , agota la sección, mientras que incrementando el axil (M_1, N_2) , la sollicitación es resistida por la sección.

Es por ello que se realizan importantes simplificaciones de carácter aproximado, como puede ser la de considerar los vanos totalmente cargados o descargados, o aplicar las sobrecargas simultáneamente solo en los vanos pares y/o impares.

Para considerar la poca probabilidad de que actúen todas las sobrecargas de diseño al mismo tiempo, en las condiciones más desfavorables, se permite realizar reducciones de los valores de las sobrecargas, mediante un coeficiente de simultaneidad.

En las Normas sobre Acciones en la Edificación vigentes, AE-88, no se define ningún criterio de combinación directamente compatible con el método de estados límite. Es por ello que la Instrucción EHE da como válida, para estructuras de edificación, en situaciones de estado límite último, donde coexistan dos o más acciones variables, la consideración de solo el 90 % de cada una de ellas, y del 80 % de todas las variables

en caso de situaciones sísmicas. En verificaciones de los estados límites de servicio, se acepta la misma consideración del 90 % si la combinación es poco frecuente y del 60 % de todas las acciones variables, independientemente de su cantidad, en la combinación cuasipermanente. Estos criterios se encuentran resumidos por medio de la Tabla 2.7.

Estado	Situación	Criterio de combinación
Límite último	una sola acción variable persistente o transitoria	$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$
	2 o más acc. variables persist. o transitorias	$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} 0,9 \gamma_{Q,i} Q_{k,i}$
	sísmicas	$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_A A_{E,k} + \sum_{i \geq 1} 0,8 \gamma_{Q,i} Q_{k,i}$
Límite de servicio	una sola acción variable persistente o transitoria	$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$
	2 o más acc. variables persist. o transitorias	$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} 0,9 \gamma_{Q,i} Q_{k,i}$
	combinación cuasipermanente	$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} 0,6 \gamma_{Q,i} Q_{k,i}$
<p>$G_{k,j}$: Valor característico de las acciones permanentes. $Q_{k,i}$: Valor característico de las acciones variables. $\gamma_{G,j}$: Coeficiente de seguridad para acciones permanentes. $\gamma_{Q,i}$: Coeficiente de seguridad para acciones variables. $A_{E,k}$: Valor característico de la acción sísmica. γ_A: Coeficiente de seguridad para acciones accidentales.</p>		

Tabla 2.7: Criterios de combinación de acciones según la Instrucción EHE.

3. CÁLCULO

3.1. Análisis estructural

A pesar de que las placas de hormigón se encuentran entre los elementos estructurales más utilizados en la construcción, su comportamiento estructural es muchas veces poco comprendido. Ello es debido a su carácter hiperestático bidireccional, que hace que, a diferencia de elementos lineales como las vigas, no exista una solución analítica simple para describir su comportamiento, siendo las soluciones elásticas muy complejas, en especial con las condiciones de apoyo frecuentes en forjados de edificación.

Es debido a esta complejidad por lo que los códigos proponen métodos de cálculo simplificado que, basados en teorías elásticas, proporcionan criterios para idealizar la estructura bidireccional como pórticos unidireccionales independientes e incluso proporcionan valores de los esfuerzos sin necesidad de realizar un cálculo estructural.

Si bien las aproximaciones de los códigos y reglamentos de construcción están generalmente basadas en teorías elásticas, existe también la posibilidad de realizar un análisis plástico o análisis en estado último, lo que conlleva posiblemente a un ahorro considerable.

3.2. Métodos de cálculo

Los métodos de cálculo de placas de hormigón son variados y han evolucionado con la tipología y con el desarrollo de las herramientas de análisis numérico, que permiten estudiar casos muy complejos.

Se comentan a continuación las características principales de los métodos de cálculo más conocidos.

3.2.1. Métodos elásticos generales

Las teorías clásicas de análisis elástico se aplican a placas que son lo suficientemente delgadas para poder despreciar las deformaciones por corte y lo suficientemente

gruesas para que las fuerzas de membrana no sean importantes. La mayoría de las placas de forjados cumplen con estos requisitos.

En las teorías elásticas clásicas se cumplen las siguientes condiciones:

- 1) Equilibrio: Se satisfacen las condiciones de equilibrio en cada punto de la placa, entre cargas y esfuerzos y entre esfuerzos y tensiones.
- 2) Compatibilidad: Se satisfacen las condiciones de apoyo.
- 3) Linealidad: Las tensiones son proporcionales a las deformaciones y por lo tanto los momentos flectores son proporcionales a las curvaturas.

3.2.1.1. Ecuación diferencial de las placas (Ecuación de Lagrange)

La deformación elástica de una placa isotrópica con carga normal a su plano, está definida por la siguiente ecuación diferencial de cuarto orden, deducida a comienzos del siglo XIX:

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{q}{D}$$

donde:

$w(x,y)$: Función diferencial que determina los desplazamientos verticales de los puntos del plano medio de la placa con coordenadas x e y .

q : Carga aplicada en la placa por unidad de área. Depende de las coordenadas x e y .

D : Rigidez a flexión de la placa, se calcula con:

$$D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$$

E : Módulo de elasticidad de la placa

h : canto de la placa

μ : Coeficiente de Poisson

La ecuación diferencial de la placa, conocida también como Ecuación de Lagrange, se deduce a partir de ecuaciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones. En su planteamiento, se supone que los puntos normales al plano medio antes de la deformación se mantienen normales después de la deformación (ley de deformación plana de Kirchhoff).

El procedimiento general de solución del problema consiste en proponer una ecuación para la deformada de la placa, $w(x,y)$, que satisfaga la ecuación de Lagrange y las condiciones de contorno, que se desprenden a partir de las coacciones de los apoyos. En función de los desplazamientos se determinan los esfuerzos y las tensiones por unidad de ancho.

Como normalmente no se puede encontrar una función que satisfaga a la vez la ecuación diferencial y las condiciones de contorno, se recurre a soluciones aproximadas, obteniendo $w(x,y)$ como una suma de funciones elementales que satisfacen las condiciones de contorno (series).

La primera solución a la ecuación fue propuesta por Navier en 1820, para placas rectangulares simplemente apoyadas, mediante series dobles de Fourier. Su forma general es:

$$w = qC \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} A_{mn} \operatorname{sen} \frac{m\pi x}{a} \operatorname{sen} \frac{n\pi y}{b}$$

Donde a y b son las dimensiones principales de la placa, C es una constante, A_{mn} es una variable que depende del término de la serie, definido por los enteros m y n , y de la relación de lados a/b .

La limitación de este método es que la integración de la ecuación diferencial por series es solamente aplicable a un número reducido de formas de placas y condiciones de contorno.

3.2.1.2. Cálculo por diferencias finitas.

Este método fue propuesto por Nielsen en 1920. Se trata de una solución alternativa a la ecuación de Lagrange. Se plantea mediante una serie de ecuaciones algebraicas lineales simultáneas, que definen la flecha de un número finito de puntos de la superficie de la placa (Figura 3.1). Una vez que se conocen las flechas de dichos puntos, se pueden obtener los momentos y los cortantes.

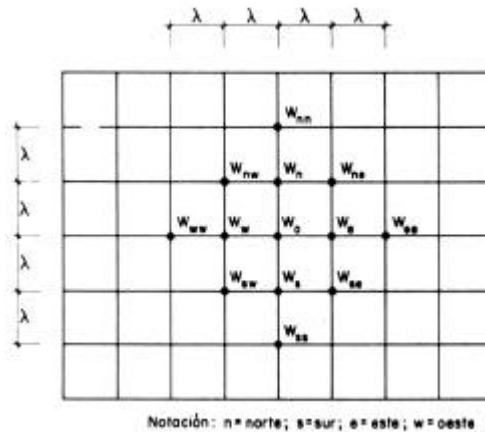


Figura 3.1: Aplicación del cálculo por diferencias finitas. División de una placa mediante una malla cuadrada

La utilización de medios informáticos permite la resolución de sistemas con un número significativamente grande de ecuaciones. Para su utilización en la práctica, se genera una malla que divide a la placa y se adapta a su contorno, considerando los desplazamientos en sus vértices como incógnitas de un sistema de ecuaciones lineales. En función de estos desplazamientos pueden expresarse las derivadas y, por tanto, los esfuerzos y la ecuación de equilibrio de la placa.

Este método es de aplicación más general pero no permite abordar problemas geométricos complejos, como huecos, espesores variables o formas arbitrarias. Su uso, al igual que el de la ecuación diferencial, se limita generalmente a la creación de tablas de dimensionamiento rápido, para la obtención de esfuerzos en placas muy regulares apoyadas linealmente en sus contornos y bajo cargas uniformes o triangulares.

3.2.1.3. Asimilación a un emparrillado.

En este método, la placa se sustituye por una retícula bidireccional de vigas de rigideces a flexión equivalentes a la franja o laja que reemplaza y rigideces a torsión de la mitad. Las cargas se pueden aplicar en las barras o en los nudos del emparrillado y existen recomendaciones de diferentes autores para establecer distribuciones óptimas de mallas. En la Figura 3.2 se muestran opciones de mallas sencillas para una placa rectangular y para otra circular. La solución del problema consiste en un cálculo matricial en el que los desplazamientos y los giros en cada nudo son iguales para todas las barras que concurran a él.

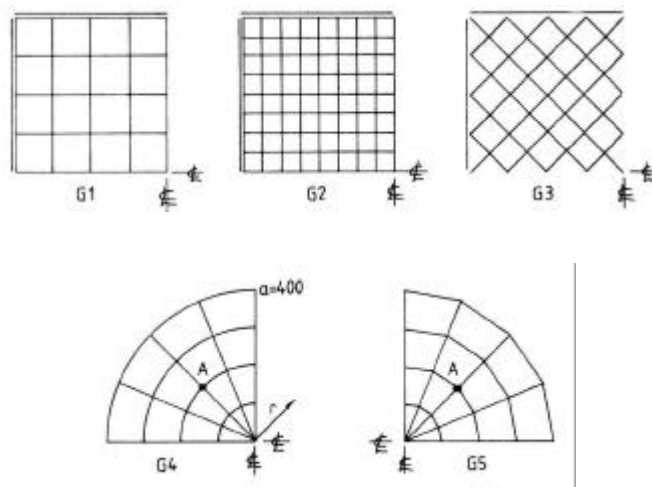


Figura 3.2: Ejemplos de mallas de emparrillado sencillas para una placa rectangular y para otra circular.

Este método permite la obtención de esfuerzos en placas irregulares, de espesores variables y configuración tridimensional. Para la obtención de efectos locales, precisa de un refinamiento de la malla en esa zona o un estudio de la parte afectada por separado.

3.2.1.4. Método de los Elementos Finitos

En este método, la placa se divide “físicamente” en trozos o elementos, que usualmente son triangulares o cuadrangulares. Estos “elementos finitos” tienen nodos en sus vértices, centro de arista o en su interior. Los nodos perimetrales son los que

interconectan los elementos finitos. Su utilización es tan general como el método del emparrillado.

Los desplazamientos y giros en los vértices, o desplazamientos simplemente en forma genérica, son las incógnitas (en el caso de las placas: tres desplazamientos y dos giros). Los desplazamientos dentro de los elementos se interpolan a partir de los valores correspondientes a los nodos por medio de funciones sencillas (funciones de forma). También se garantiza la compatibilidad de desplazamientos en los vértices comunes a varios elementos. El sistema de ecuaciones es el proporcionado por las condiciones de equilibrio y de compatibilidad. Su solución permite la determinación de los desplazamientos y a partir de ellos de tensiones y esfuerzos.

La utilización de este método está actualmente muy difundida. Su principal limitación es la generación de mallas adecuadas para cada caso concreto y la necesidad de un conocimiento previo profundo de su funcionamiento y del cálculo estructural, que podría justificarse en el caso de problemas complejos, pero no sería necesario en casos sencillos. La Figura 3.3 muestra una malla para un sector de una placa. Puede observarse como cambia la forma de los elementos para adaptarse a la geometría de la estructura.

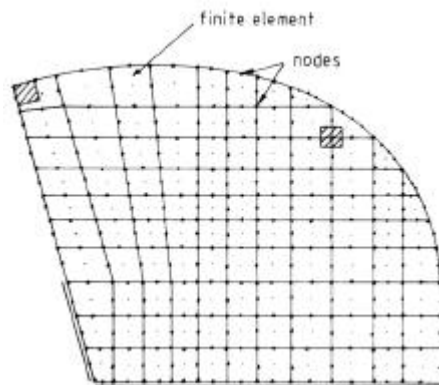


Figura 3.3: Ejemplo de malla utilizada en el Método de los Elementos Finitos.

La utilización del Método de los Elementos Finitos (MEF) en el cálculo de placas para forjados de edificación debe hacerse teniendo en cuenta el uso del tipo de elemento más adecuado para el tipo de estructura y en función de los resultados que se deseen obtener. Así, si se desea estudiar el punzonamiento, es esencial utilizar elementos

tridimensionales en zonas próximas al apoyo. Por otra parte la idealización que supone considerar como apoyo puntual el efecto de un pilar puede dar lugar a momentos flectores excesivos que deben interpretarse adecuadamente a fin de no cometer errores importantes.

En el cálculo de placas, el MEF proporciona esfuerzos y tensiones por unidad de anchura, las cuales deben ser integradas por bandas para poder realizar correctamente el armado de las piezas.

3.2.2. Métodos elásticos simplificados para placas sobre apoyos continuos

3.2.2.1. Método del ancho eficaz

Es un método muy utilizado en placas con apoyos continuos en dos bordes paralelos y sometidas a cargas concentradas. Consiste en calcular como viga una placa cuyo ancho (ancho eficaz) depende de las dimensiones de la placa, la situación de las cargas y las condiciones de apoyo. La Figura 3.4 esquematiza este método, siendo b_e el ancho eficaz y b_o el ancho de la zona de aplicación de carga en el plano medio de la placa.

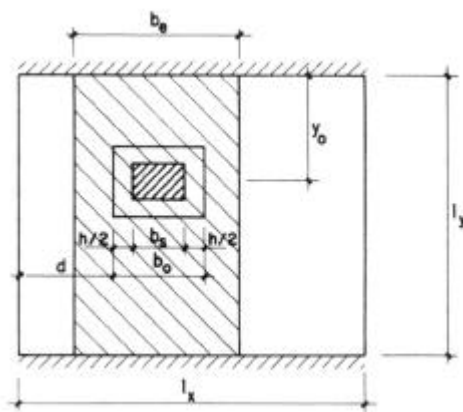


Figura 3.4: Ancho eficaz para una carga concentrada.

3.2.2.2. Método de Marcus

Consiste en asimilar una placa con apoyos lineales en sus contornos a un emparrillado en el que se igualan los descensos en un solo nudo. Para una placa bidireccional

consiste en considerar dos placas de ancho unitario, una en cada dirección, igualando los desplazamientos en el punto de intersección (Figura 3.5). Sólo se considera la rigidez a flexión, pero no la de torsión de los elementos. Las cargas actuantes se reparten entre las dos franjas de manera que se obtenga el mismo desplazamiento en el punto de intersección. Las cargas se reparten proporcionalmente a la cuarta potencia de las luces y los momentos a los cuadrados.

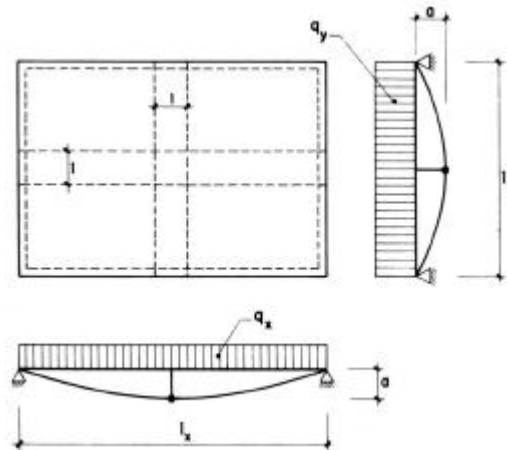


Figura 3.5: Método de Marcus

Los resultados de este método muestran de una manera sencilla que las placas apoyadas en los cuatro bordes, con una relación de dimensiones mayor o igual a 2, trabajan casi exclusivamente en la dirección más corta. Pero en general no es un método que resulte útil en placas apoyadas sobre soportes aislados.

3.2.3. Métodos elásticos simplificados para placas sobre soportes aislados.

3.2.3.1. Introducción

El comportamiento resistente de las placas continuas sobre apoyos aislados difiere mucho de las placas apoyadas en todo su contorno. En estas últimas la carga puede transmitirse en una dirección para alcanzar los apoyos, por lo que resultan mayores los momentos en la luz más corta. En el caso de apoyos aislados, toda la carga se transmite en ambas direcciones hasta llegar a los apoyos, por lo que los máximos momentos se obtienen en la dirección de la luz mayor.

Aunque estas son estructuras espaciales complejas, difíciles de abordar con un cálculo riguroso, se han desarrollado dos métodos empíricos de análisis basados en análisis teóricos, experiencias prácticas y ensayos experimentales. Ellos son conocidos como: “Método directo o simplificado” y “Método de los pórticos virtuales”.

Estos métodos han sufrido sucesivas mejoras a lo largo de tres cuartos de siglo. A continuación se reproducen sus líneas principales.

3.2.3.2. Definiciones

La denominación generalmente utilizada en este tipo de estructuras es la siguiente (ver Figuras 3.6 y 3.7):

Capitel: Ensanchamiento del extremo superior del soporte que sirve de unión entre este y la placa. Puede existir o no.

Ábaco: Zona de la placa alrededor del soporte o de su capitel, que se resalta o, si se trata de placa aligerada se maciza con o sin resalto. En placas macizas puede no existir y si existe, puede ir acompañado de capitel. En placas aligeradas su existencia es preceptiva.

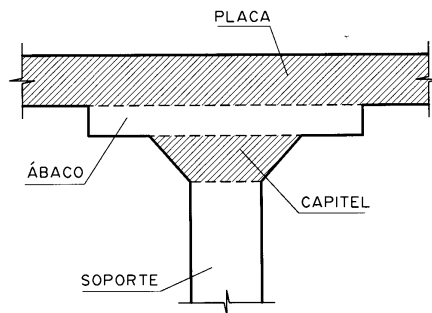
Recuadro: Zona rectangular de placa, limitada por las líneas que unen los centros de cuatro soportes contiguos. Para una dirección dada puede ser interior o exterior, como se aclara por medio de la Figura 3.7.

Luz: Distancia entre dos líneas paralelas y consecutivas de soportes.

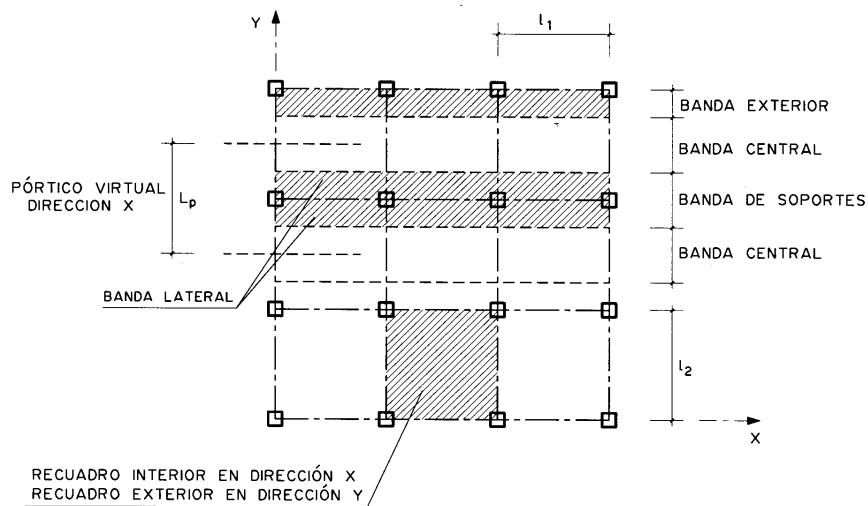
Banda de soportes: Es una banda de forjado con ancho a cada lado del soporte igual a $\frac{1}{4}$ de la luz transversal.

Banda central: Es la limitada por dos bandas de soportes.

Pórtico virtual: Elemento ideal que se adopta para el cálculo de la placa según una dirección dada. Está constituido por una banda de soportes y dos semibandas centrales, una a cada lado.



Figuras 3.6: Denominación utilizada.



Figuras 3.7: Límites en planta del pórtico virtual.

3.2.3.3. Método directo, o simplificado, para la determinación de esfuerzos.

Para determinar directamente los esfuerzos en las secciones críticas del forjado (extremos y centro) puede utilizarse este método, consistente simplemente en considerar cada vano de manera independiente, atribuyendo a cada sección un porcentaje del momento de vano biapoyado en función del tipo de empotramiento.

No obstante, la simplicidad del método se ve lastrada por una considerable pérdida de generalidad y de ajuste. A continuación se analiza la incidencia que tiene cada una de las limitaciones de este método en la pérdida de generalidad del mismo.

3.2.3.3.1. Restricciones geométricas

1. La malla definida en planta por los soportes será sensiblemente ortogonal (ningún soporte debe desviarse más de un 10 % de la luz respecto a la línea de ejes del pórtico considerado, ver esquemas en Figura 3.8).

Para el rango típico de luces de este tipo de estructuras, entre 3 y 6 m, la máxima desviación entre pilares sería entre 0,3 y 0,6 m. Para estructuras bien organizadas estos valores deberían ser suficientes, aunque siempre aparecen circunstancias que imposibilitan esta regularidad en la colocación de pilares. No obstante, podría pensarse que esta limitación puede contribuir en cierta manera a organizar la estructura.

2. La relación entre los lados mayor y menor de un recuadro no será superior a 2.

Esta limitación no es demasiado restrictiva, ya que para el mismo rango de luces, de 3 a 6 m en los lados mayores, significaría no reducir a más de 1,5 y 3 m respectivamente los lados menores, valores excepcionalmente pequeños para las dimensiones exigidas desde el punto de vista funcional de la edificación.

3. La diferencia entre dos vanos consecutivos no superará $1/3$ de la luz del vano mayor

Esta es una de las limitaciones más serias para el uso extensivo de este método. Por ejemplo, en alineaciones con vanos de 6 m, la máxima variación permitida será de 2 m, lo que limita a 4 m la luz mínima en el vano adyacente. Sin embargo, es frecuente encontrar vanos interiores del orden de 2 ó 3 m, en cajas de escaleras o accesos. Esta limitación afecta especialmente a las viviendas unifamiliares.

4. Deben existir tres vanos como mínimo en cada dirección.

También esta limitación puede afectar principalmente a los edificios pequeños.

3.2.3.3.2. Restricciones de cargas

1. Solamente actuarán cargas verticales
2. La sobrecarga debe ser uniformemente repartida y no mayor que el doble de las cargas permanentes.

Esto no es un condicionante importante, ya que en general, en placas de hormigón, la sobrecarga suele ser a lo sumo de valor similar al de las cargas permanentes.

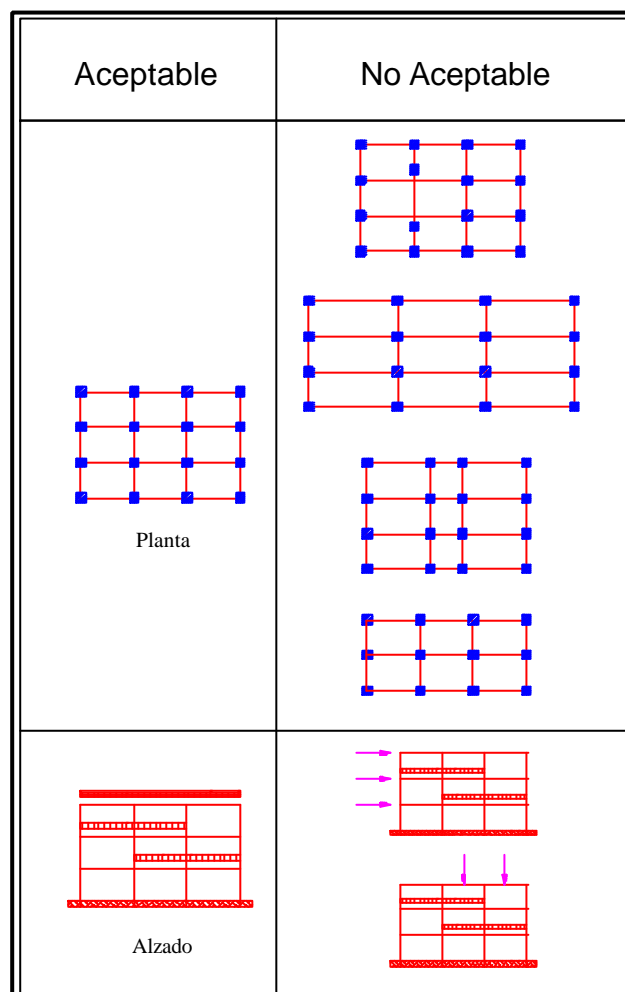


Figura 3.8: Limitaciones para la aplicación del Método Directo.

3.2.3.3.3. Flexión en la placa

En primer lugar se debe calcular un momento isostático M_0 , que se obtiene de:

$$M_0 = \frac{(g_d + q_d) l_p l_1^2}{8}$$

donde:

g_d : Carga permanente de cálculo aplicada en el recuadro estudiado

q_d : Sobrecarga permanente de cálculo aplicada en el recuadro estudiado

l_1 : Distancia entre ejes de soportes en la dirección en que se calculan los momentos

l_p : Ancho del pórtico virtual analizado

Este momento flector M_0 , se debe distribuir entre las zonas de apoyo y vano, de acuerdo a la Tabla 3.1.

	Caso A	Caso B	Caso C
Momento negativo en apoyo exterior	30%	0%	65%
Momento positivo en vano	52%	63%	35%
Momento negativo en apoyo interior	70%	75%	65%

Caso A: Placa elásticamente empotrada en los soportes de borde.

Caso B: Placa apoyada en el borde.

Caso C: Placa perfectamente empotrada en ambos bordes, o con continuidad en ambos apoyos (vano intermedio).

Tabla 3.1: Distribución del momento isostático M_0 .

Cuando en un apoyo interior se tengan dos valores distintos de momentos, determinados según ambos vanos concurrentes a dicho apoyo, se debe adoptar el valor mayor.

En el caso de vanos extremos, correspondientes al caso A, el zuncho de borde debe calcularse para resistir por torsión una fracción del momento del extremo de la placa, mientras que los pilares de apoyo deben dimensionarse para resistir dicho momento de extremo.

Los soportes interiores se deben dimensionar para resistir un momento desequilibrado definido por:

$$M_d = 0.07 \left((g_d + 0.5q_d) l_{p1} l_{11}^2 - g_d l_{p2} l_{12}^2 \right)$$

donde:

l_{11}, l_{12} : Dimensiones l_1 , correspondientes a los vanos contiguos del soporte estudiado

l_{p1}, l_{p2} : Dimensiones l_p , correspondientes a los vanos contiguos del soporte estudiado

Este momento debe ser resistido por cada tramo del soporte, superior e inferior, por lo que conviene asignarles una fracción del mismo proporcional a sus rigideces.

3.2.3.4. Método de los pórticos virtuales

3.2.3.4.1. Descripción del método

Este es un método general que se aplica cuando no se puede cumplir con alguna de las restricciones que limitan al método directo. Sin embargo, tiene también algunas limitaciones que se comentan más adelante.

El método consiste en suponer dividida la estructura, en cada una de las dos direcciones ortogonales principales, en una serie de pórticos virtuales múltiples (de

varios pisos), que se calculan de manera independiente, mediante cualquier método de análisis de pórticos convencionales, obteniendo los esfuerzos en los distintos elementos: dinteles y soportes. Pero hay que tener en cuenta que la estructura real no es un pórtico sino un sistema plano, por lo tanto hay que realizar una serie de aproximaciones especiales para garantizar la validez de los resultados encontrados.

Estas aproximaciones se efectúan para calcular la rigidez equivalente de los elementos estructurales y los momentos de empotramiento de extremos, de forma que se tenga en cuenta la diferencia entre las zonas próximas a los apoyos y las que están en centro de vano, así como la influencia de la rigidez a torsión de la placa que no interviene en el cálculo como pórtico independiente.

3.2.3.4.2. Limitaciones

A cambio de su sencillez, se exigen una serie de limitaciones que reducen su generalidad de aplicación, encaminadas a garantizar que la interacción entre pórticos virtuales sea muy reducida.

La interacción puede aparecer en los siguientes casos, que por lo tanto se deben evitar si se quiere aplicar este método:

- ◆ Importantes asimetrías en planta o alzado, sean de geometría o de rigidez.
- ◆ Existencia de brochales.
- ◆ Estructuras sensiblemente traslacionales.
- ◆ Existencia de elementos de rigidización transversal (pantallas, núcleos).
- ◆ Acciones no gravitatorias en estructuras no uniformes
- ◆ Fuerte descompensación de cargas o de luces

3.2.3.4.3. Cargas

En cada uno de los pórticos ortogonales se aplica la totalidad de las cargas en ambas direcciones. Esto no es una reserva de seguridad, sino que responde a la realidad del comportamiento mecánico de este tipo de estructuras.

Las cargas se aplican en todas las hipótesis posibles y considerando las combinaciones más desfavorables.

Sin embargo, para sobrecargas no superiores al 75 % de las cargas permanentes, lo cual es el caso más habitual, se admite que se aplique como única hipótesis la carga total en todos los vanos. De no cumplirse esta condición se acepta que se calculen los momentos máximos de vano adicionando a las cargas permanentes las hipótesis del 75 % de las sobrecargas en el vano considerado y en vanos alternos. Por su parte, los momentos máximos de apoyo se pueden calcular con las cargas permanentes más la hipótesis del 75 % de la sobrecarga aplicada en los vanos adyacentes al vano considerado (Figura 3.9). Se debe comprobar que en ninguna sección se obtenga un momento inferior al resultante de aplicar a la estructura la totalidad de la sobrecarga simultáneamente en todos los recuadros.

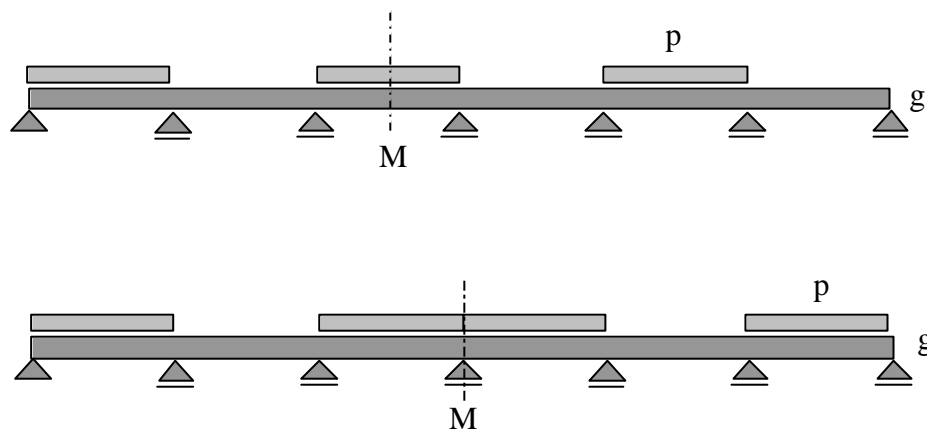


Figura 3.9: Hipótesis de carga para momento flector máximo en vano y en apoyo.

Estas reducciones en las cargas se permiten por el hecho de que no se pueden presentar simultáneamente los momentos máximos en vano y apoyo y teniendo en cuenta que se trata de estructuras con alto grado de hiperestaticidad (con importantes reservas de resistencia), por lo que es posible admitir que alguna vez se superen las tensiones esperadas en algunas zonas sin que ello represente un peligro para la estructura.

3.2.3.4.4. Geometría y rigidez

La inercia de las vigas que representan los dinteles será la del ancho total del pórtico virtual si las cargas actuantes son verticales y del 35 % si son cargas horizontales.

Como la transmisión de momentos de la placa a los soportes se realiza una parte por flexión y otra por torsión, la rigidez de los soportes se sustituye por una rigidez equivalente que simplifica los cálculos y permite emplear los métodos tradicionales de distribución de momentos en pórticos múltiples. Esta rigidez equivalente (K_{eq}) depende de la rigidez a flexión del propio soporte (K_c) y de la rigidez a torsión de la zona de placa encargada del atado torsional placa-soporte (K_t) (Figura 3.10), de forma que:

$$\frac{1}{K_{eq}} = \frac{1}{K_c} + \frac{1}{K_t}$$

La zona de placa encargada del atado torsional del soporte es la región de la misma, de ancho igual a la dimensión a del soporte (o del capitel, si hubiera) y de longitud igual al ancho del pórtico virtual (ver Figura 3.11). Su rigidez se calcula mediante:

$$K_t = \sum \left(\frac{9E_c C}{l_2 \left(1 - \frac{c_2}{l_2}\right)^3} \right)$$

donde:

E_c : Módulo de deformación longitudinal del hormigón.

C : Rigidez a torsión del elemento de atado torsional.

l_2 : Dimensión transversal del recuadro adyacente al soporte considerado.

c_2 : Dimensión perpendicular al pórtico virtual del soporte considerado.

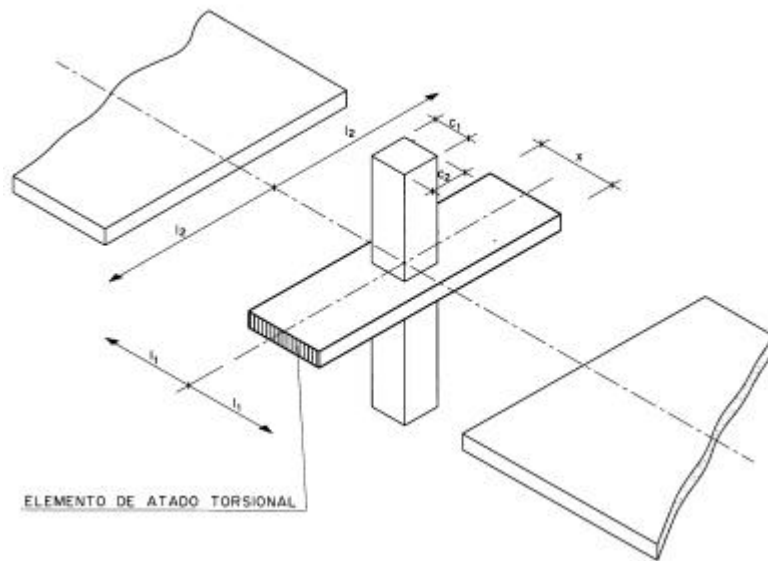


Figura 3.10: Definición de la rigidez equivalente del soporte.

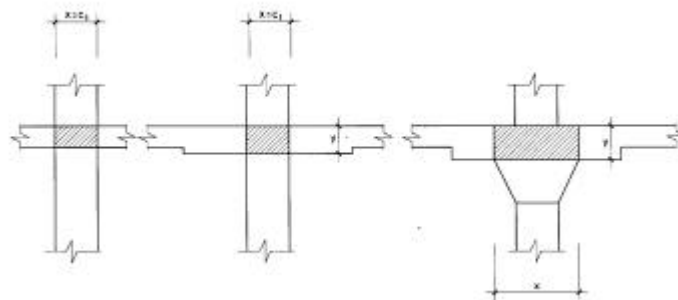


Figura 3.11: Elemento de atado torsional.

Si se trata de un pórtico exterior, para calcular K_t interviene el único recuadro adyacente al pilar considerado, mientras que si es un pórtico interior se suman las contribuciones de los elementos de rigidización torsional a ambos lados del pilar.

Para calcular C se adopta la siguiente expresión aproximada, propuesta por el código ACI de 1977:

$$C = \left(1 - 0.63 \frac{x}{y}\right) x^3 \frac{y}{3}$$

donde x e y son el ancho y el canto de la porción de placa que se considera colaborando a torsión (ver Figura 3.11).

3.2.3.4.5. Cálculo de esfuerzos y distribución de momentos

Una vez conocidas las cargas y discretizada la estructura, se procede al cálculo de los momentos positivos y negativos (llamados momentos de referencia) en cada vano del pórtico virtual y se obtienen los esfuerzos en cada soporte.

Estos momentos de referencia han de distribuirse dentro de la misma placa entre las bandas de soportes y las centrales si son debidos a cargas verticales. Mientras que se atribuyen directamente a la banda de soportes si son originados por cargas horizontales. Existen diversas propuestas sobre el porcentaje del momento a repartir entre ambas bandas, para el caso de cargas verticales. Las Tablas 3.2 y 3.3 muestran los valores propuestos en la Instrucción EHE.

Momentos negativos	En soporte interior	En soporte exterior
Banda de soportes	75%	100%
Banda central	25%	20%

Tablas 3.2: Distribución de momentos positivos.

Momentos positivos	En ambos casos
Banda de soportes	60%
Banda central	40%

Tablas 3.3: Distribución de momentos negativos.

Por otra parte, el momento que se obtiene en la unión entre la placa y el pilar, M_d , se transmite a este último una parte por flexión, $k M_d$, y el resto por torsión, $(1-k) M_d$. El coeficiente k se puede tomar de la Tabla 3.4.

c_1/c'_2	0,5	1,0	2,0	3,0
k	0,55	0,40	0,30	0,20

Tablas 3.4: Coeficiente k para distribución de momentos entre placa y soportes.

donde:

c_1 : Dimensión del soporte paralela a la excentricidad de la carga o a la dirección del pórtico virtual analizado.

c'_2 : Dimensión del soporte perpendicular a la excentricidad de la carga o a la dirección del pórtico virtual analizado, en soportes interiores o de esquina y dos veces tal dimensión en soportes de fachada.

La fracción de flexión se utiliza para dimensionar el armado de la placa en esa zona y el resto debe ser absorbido por la viga de atado torsional, además de tenerse en cuenta para calcular la placa a punzonamiento.

Los cortantes obtenidos deben ser resistidos por la placa. Además, debe verificarse el punzonamiento.

Para la determinación de esfuerzos se pueden emplear las simplificaciones admitidas en pórticos múltiples, como es el caso de pórtico piso a piso suponiendo soportes empotrados en los pisos contiguos y también el método directo para determinar los momentos.

3.2.4. Análisis no lineal

A pesar de que las soluciones elásticas lineales son muy utilizadas tanto para predecir deformaciones y flechas, como para obtener las solicitaciones de cálculo en estado último, hay que tener en cuenta que con ellas tan solo se obtiene una aproximación al comportamiento real de las placas de hormigón puesto que no consideran los fenómenos de fisuración del hormigón y plastificación del acero.

Bajo cargas de servicio se producen diferencias con dicho comportamiento elástico lineal, que se deben principalmente a la pérdida de rigidez por fisuración del hormigón y en menor medida, al acoplamiento de los efectos de flexión con los de membrana.

En estado límite último, la placa está considerablemente fisurada y en muchas zonas se ha alcanzado la plastificación de las armaduras. Por ello, los esfuerzos reales pueden diferir mucho de los calculados elásticamente.

Para conocer la respuesta de la estructura bajo carga creciente y poder trazar así las fases elástica, fisurada y de pre-rotura, debe realizarse un análisis no lineal. Dicho análisis consiste en adoptar en cada elemento en el que se divide la estructura, la rigidez que tiene en función del nivel de tensiones en sus materiales, teniendo en cuenta el comportamiento no lineal en compresión y la fisuración en tracción del hormigón, y la plastificación del acero.

Dicho tipo de análisis es iterativo porque los esfuerzos dependen de la rigidez, esta de las tensiones y las tensiones de los esfuerzos. Se parte de una rigidez íntegra y se itera hasta que se cumplen las tres ecuaciones requeridas en el análisis:

- ◆ Equilibrio entre esfuerzos y tensiones.
- ◆ Compatibilidad de deformaciones y desplazamientos.
- ◆ Satisfacción del comportamiento tensión-deformación de los materiales.

La realización de un análisis no lineal requiere conocer tanto la geometría y materiales como las armaduras. Por ello, dicho análisis se utiliza para comprobar estructuras ya existentes y conocer así su capacidad resistente. Puede ser útil, por ejemplo, para estudiar la posibilidad de un cambio de uso. Para diseño solo puede ser utilizado mediante un proceso de prueba y error, de forma que los esfuerzos obtenidos en el cálculo se correspondan con el armado dispuesto

3.2.5. Cálculo plástico.

Si no se desea conocer el comportamiento en servicio y su evolución hasta rotura, sino únicamente la carga última, se puede utilizar el análisis plástico. Con el mismo se puede calcular la carga última y la distribución de momentos y cortantes

correspondientes, suponiendo que las secciones de la placa son lo suficientemente dúctiles para permitir que se produzca la redistribución de momentos flectores.

Los dos métodos clásicos utilizados en el análisis plástico son el “método del límite inferior” y el “método del límite superior”.

El método del límite inferior propone una distribución de momentos para la carga última de forma que se cumplen las siguientes condiciones:

- 1) Las condiciones de equilibrio se satisfacen en cada punto de la placa
- 2) Se cumple con las condiciones de borde
- 3) El criterio de plastificación, que define la resistencia de las secciones de la placa, no se excede en ningún punto de la misma.

La carga última se calcula a partir de las ecuaciones de equilibrio y la distribución de momentos propuestas. Este método permite estimar la carga última por defecto, es decir se obtiene un límite inferior de la misma.

El método del límite superior propone un mecanismo de rotura de la placa de forma que:

- 1) Los momentos en las secciones que plastifican no son mayores que los momentos últimos de resistencia de las secciones.
- 2) El mecanismo de colapso es compatible con las condiciones de borde.

Un mecanismo de colapso se forma con porciones de placa separadas por líneas de plastificación, también llamadas “líneas de rotura”. La carga última se calcula a partir de dicho mecanismo, sin embargo no se verifica que en las porciones de placa, entre líneas de plastificación no se supere el momento último resistente. Por lo tanto, si la forma de rotura no ha sido correctamente propuesta se produce una estimación por exceso de la carga última.

El método de las líneas de rotura, o método de Johansen, aplica el teorema del límite inferior. Este método permite obtener la carga y momentos de rotura de una placa de manera relativamente sencilla. Fue de mucha aplicación antes de la difusión de los

ordenadores, perdiendo luego importancia. A continuación se resumen sus lineamientos.

El método es válido para secciones armadas con cuantía inferior a la cuantía límite, de forma que se produzca una rotura dúctil al plastificar la armadura. Se basa en que para niveles elevados de carga, conforme ésta aumenta se plastifican sucesivamente las secciones situadas sobre unas líneas, llamadas líneas de rotura, que progresan, se unen y cruzan la placa, reduciéndola finalmente a un mecanismo libremente deformable, tal como se esquematiza por medio de las Figuras 3.12 a 3.14. El valor de la carga para el que se alcanza este estado se denomina carga de rotura de la placa. A lo largo de las líneas de rotura el momento flector es constante siempre que la armadura de la placa no varíe. Existen múltiples configuraciones posibles de líneas de rotura que transforman la placa en un mecanismo, que son compatibles con las condiciones de apoyo y que están en equilibrio con la carga. Sin embargo, la configuración correcta es la que proporciona la menor carga de rotura (esta es la aplicación concreta al teorema del límite inferior).

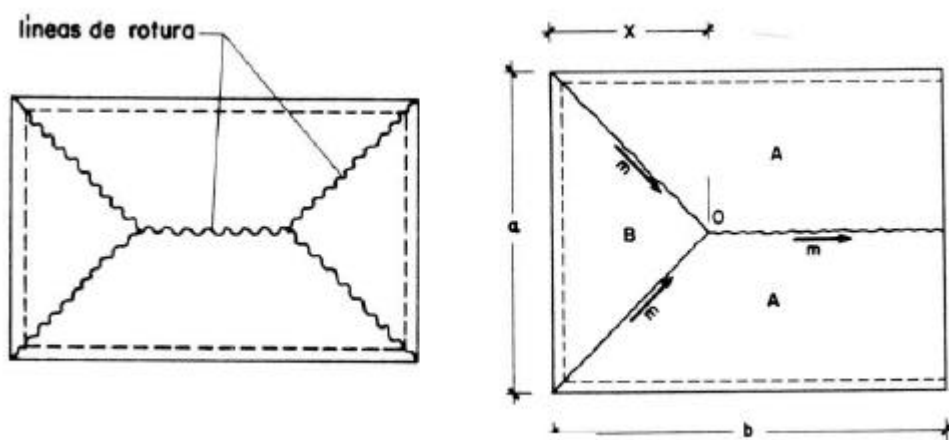


Figura 3.12: Método de las líneas de rotura. Placas rectangulares apoyadas en cuatro y en tres bordes.

En el caso de placas sobre apoyos aislados con cargas distribuidas, se deben estudiar dos tipos de configuraciones de rotura: una a nivel global, que involucra la rotura de toda la placa, como se muestra en la Figura 3.13, y otra a nivel local, en la zona de unión de la placa con la columna, como se muestra en la Figura 3.14.

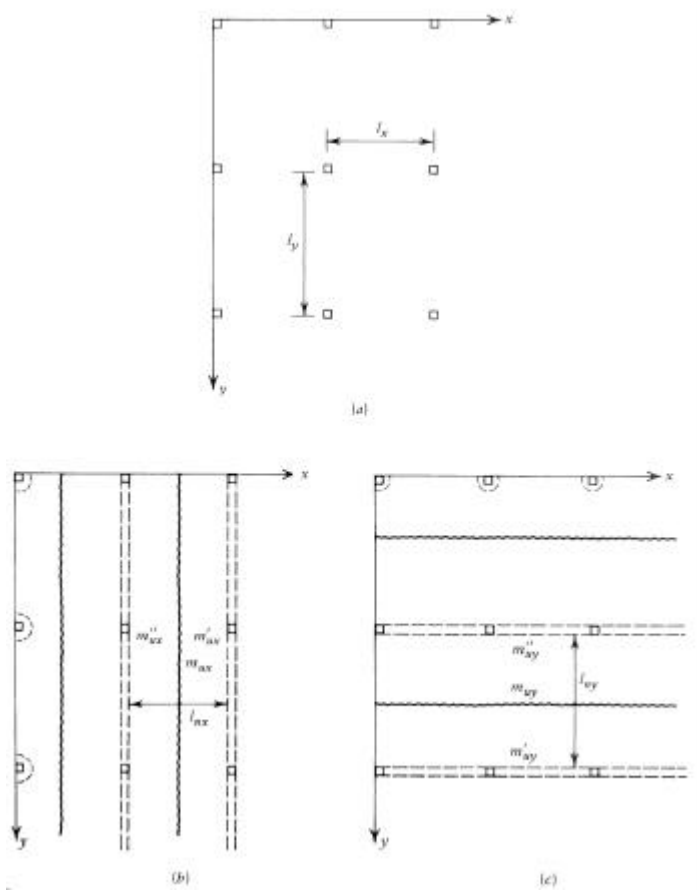


Figura 3.13: Configuración de rotura global en placas sobre apoyos aislados con carga uniforme. (a) Planta. (b) Rotura en dirección del eje y . (c) Rotura en dirección del eje x .

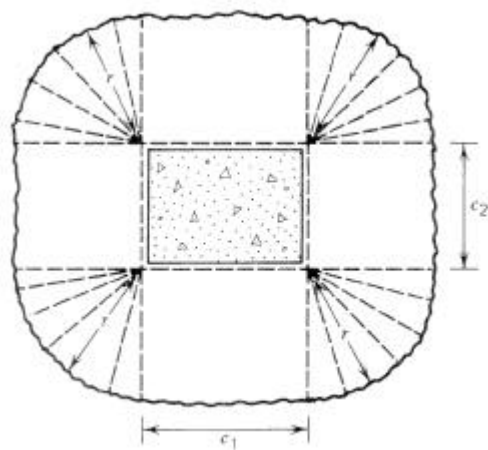


Figura 3.14: Placas sobre apoyos aislados con carga uniforme. Configuración de rotura local alrededor de columna rectangular.

3.3. Dimensionamiento de armaduras

3.3.1. Redistribuciones de esfuerzos: ductilidad

Cuando se trabaja con el Método directo no se permiten, en principio, las redistribuciones de momentos negativos habituales en estructuras continuas de hormigón armado calculadas elásticamente. Esto se debe a que se trata de un método aproximado. La instrucción EHE no aclara nada al respecto, sin embargo, el ACI 318 admite disminuir el momento negativo, aumentando en la misma cantidad el positivo, en un 10 % como máximo.

Por su parte, cuando se trabaja con el Método de los pórticos virtuales el código ACI permite redistribuciones de momentos siempre que se cumpla con las limitaciones geométricas y de cargas exigidas en el Método directo (3.2.3.3.1 y 3.2.3.3.2).

3.3.2. Dimensionamiento y comprobación a flexión

Las placas macizas sobre apoyos aislados tienen algunos requisitos especiales de armado, ellos son:

- ◆ La separación entre armaduras en cada dirección debe ser menor que el doble del canto total y que 250 mm.
- ◆ La armadura en la dirección menos solicitada, tanto en la cara superior como inferior, debe ser no menor al 25% de la análoga en la otra dirección.
- ◆ En las bandas centrales la armadura se distribuirá uniformemente en su ancho, tanto para momentos positivos como negativos.
- ◆ En las bandas de pilares, la armadura de momentos positivos se distribuirá uniformemente, mientras que la de momentos negativos se distribuirá de la siguiente forma:

La que corresponde al momento transmitido por flexión a los pilares:

$$M'_d = k M_d$$

se distribuirá en una banda centrada con la línea de pilares y de ancho igual al del pilar, o capitel en caso de existir, más $1,5 h$ a cada lado, donde h es el canto total de la placa o ábaco y M_b el momento negativo transmitido por la placa al pilar (superior e inferior).

La que corresponde al momento transmitido a los pilares por tensiones tangenciales:

$$M_d'' = (1-k) M_d$$

deberá ser absorbida por torsión, en el zuncho o atado torsional. Asimismo, esta fracción de momento deberá ser tomada en cuenta en la distribución de tensiones tangenciales en el perímetro de punzonamiento.

En caso de existir ábacos, para reducir la armadura de momentos negativos, se supondrá en el cálculo un canto no mayor que el de la placa más un cuarto de la distancia desde el borde del ábaco al del pilar o capitel.

- ◆ Cuando los esfuerzos se calculen por el método simplificado, el despiece de armaduras se hará de acuerdo con la Figura 3.15. Cuando los esfuerzos se calculen por el método general, el despiece se hará de acuerdo con los procedimientos generales pero respetando los mínimos indicados en la Figura 3.15.

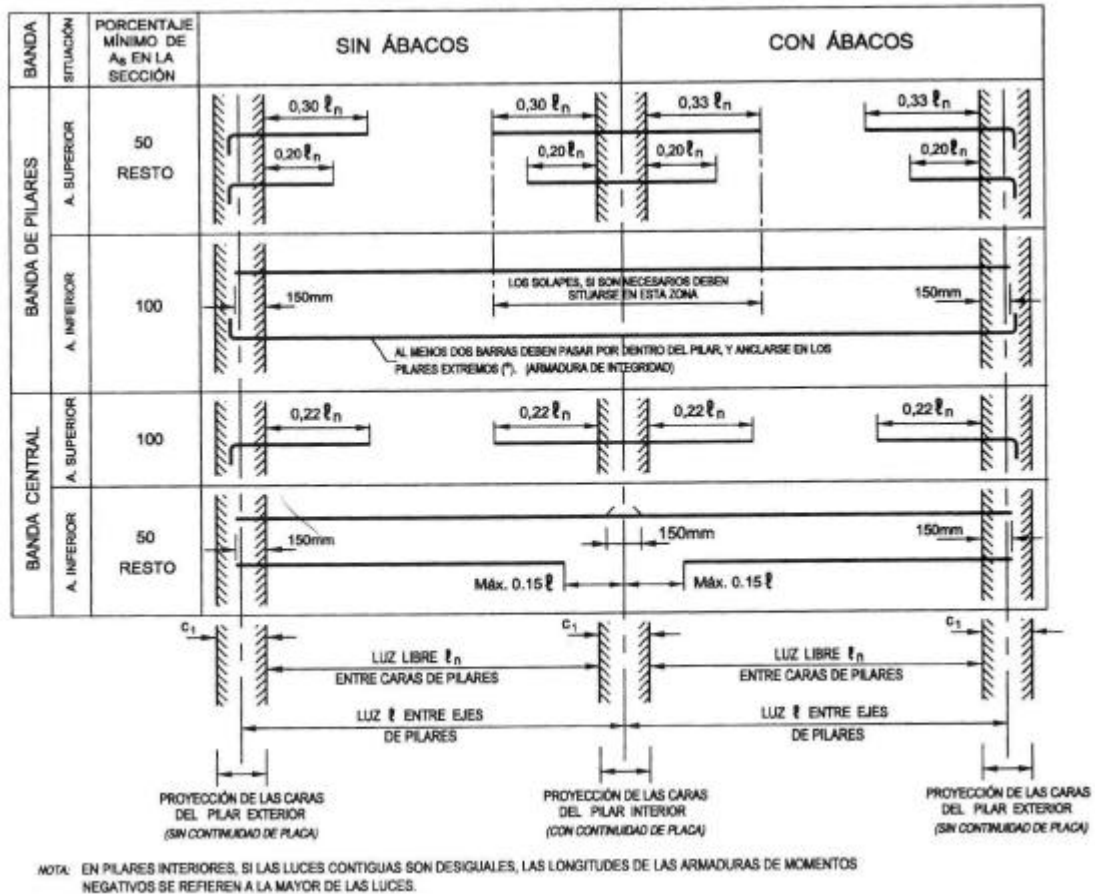


Figura 3.15: Corte y doblado de la armadura.

3.3.3. Dimensionamiento a cortante

Los momentos flectores y torsores varían espacialmente dentro de una placa cargada, por lo tanto, aparecen esfuerzos cortantes que deben ser resistidos por la misma. Estos se pueden obtener a partir del pórtico virtual en cada una de las dos direcciones realizando la verificación propia de vigas, pero normalmente esta comprobación no resulta crítica, ya que el cortante por unidad de ancho es generalmente reducido y únicamente son importantes las tensiones tangenciales en zonas próximas a los apoyos, donde lo que domina es el punzonamiento.

3.3.4. Punzonamiento

3.3.4.1. Generalidades

El estado límite último de punzonamiento se alcanza por agotamiento de la pieza bajo tracciones debidas a tensiones tangenciales originadas por una carga o reacción concentrada en un sector pequeño de un elemento bidireccional de hormigón. La superficie de rotura que se forma es tronco-cónica, siendo su base menor la superficie sobre la que se apoya la carga y con generatrices inclinadas respecto al plano de la placa un ángulo de alrededor de 25 o 30° (ver Figura 3.16). Esta forma de rotura se puede producir en placas sobre soportes aislados y en zapatas.

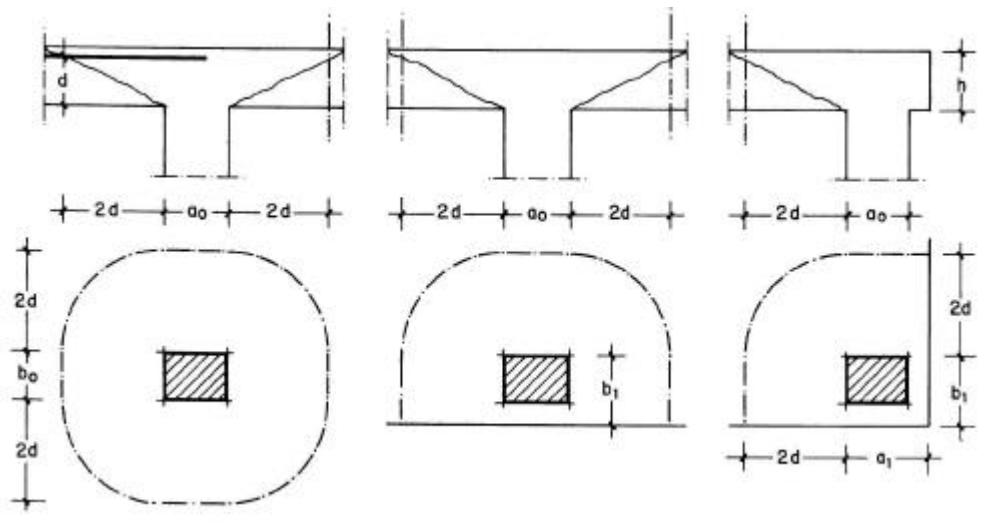


Figura 3.16: Estado límite de punzonamiento. Superficie de rotura.

En vez de trabajar con la superficie inclinada de rotura, tanto la instrucción española EHE como el código modelo CEB-FIP, permiten realizar la comprobación de tensiones cortantes en una superficie vertical, concéntrica con el soporte y a una distancia, medida desde el borde del soporte, igual al doble del canto útil de la placa (se deben promediar los cantos útiles en las dos direcciones ortogonales). Esta aproximación, deducida empíricamente, reemplaza a la que se utilizaba anteriormente y que continúa apareciendo en el código ACI 318:95, en la que la distancia a la sección crítica era de medio canto útil.

Teniendo en cuenta la nomenclatura de la Figura 3.16, el perímetro crítico, u_1 , y la superficie crítica se calculan con:

Soportes interiores: $u_1 = 4\pi d + 2(a_0 + b_0)$

Soportes de borde: $u_1 = 2\pi d + a_0 + 2b_1$

Soportes de esquina: $u_1 = \pi d + a_1 + b_1$

Si los soportes de borde y esquina tienen vuelos superiores a cinco veces el canto útil de la placa, se tratan como soportes interiores.

3.3.4.2. Placas sin armadura de punzonamiento

No se necesita armadura de punzonamiento si se verifica la siguiente condición:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd}$$

donde:

τ_{sd} : Tensión tangencial de cálculo en el perímetro crítico

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd,ef}}{u_1 d}$$

$F_{sd,ef}$: Esfuerzo efectivo de punzonamiento de cálculo, teniendo en cuenta el efecto del momento transferido entre losa y soporte. Se obtiene de:

$$F_{sd,ef} = \beta F_{sd}$$

β : Coeficiente que tiene en cuenta la excentricidad de la carga. Si no existen momentos transferidos entre losa y soporte toma el valor 1,00. En caso contrario, se pueden tomar los siguientes valores:

1,15 : Para soportes interiores

1,40 : Para soportes de borde

1,50 : Para soportes de esquina

F_{sd} : Esfuerzo de punzonamiento de cálculo. Se obtendrá como la reacción del soporte menos la carga en el perímetro crítico

u_1 : Perímetro crítico, definido en 3.3.4.1

d : Canto útil de la losa (promedio de los cantos en las dos direcciones)

τ_{rd} : Tensión máxima resistente en el perímetro crítico, que considerando la resistencia característica del hormigón a compresión f_{ck} , en MPa y d en mm, se calcula de:

$$\tau_{rd} = 0.12 \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) (100 \rho_l f_{ck})^{1/3}$$

ρ_l : Cuantía geométrica de armadura longitudinal de la placa, se calcula con:

$$\rho_l = \sqrt{\rho_x \rho_y}$$

ρ_x y ρ_y : Cuantías en dos direcciones perpendiculares, tomándose para su cómputo un ancho igual a la dimensión del soporte más $3d$ a cada lado del soporte o hasta el borde de la placa si se trata de un soporte de borde o esquina

3.3.4.3. Placas con armadura de punzonamiento

Si no se cumple la condición $\tau_{sd} \leq \tau_{rd}$, es necesario optar por una o más de las siguientes posibilidades:

- ◆ aumentar el canto de la placa
- ◆ utilizar capiteles
- ◆ aumentar el tamaño del pilar inferior
- ◆ aumentar las cuantías ρ_x y ρ_y de las armaduras de flexión
- ◆ disponer armadura (transversal) de punzonamiento

Cuando se coloca armadura de punzonamiento deben realizarse tres comprobaciones: en la zona de la placa con armadura de punzonamiento, en la zona exterior a dicha armadura y en la zona adyacente al soporte (Figura 3.17).

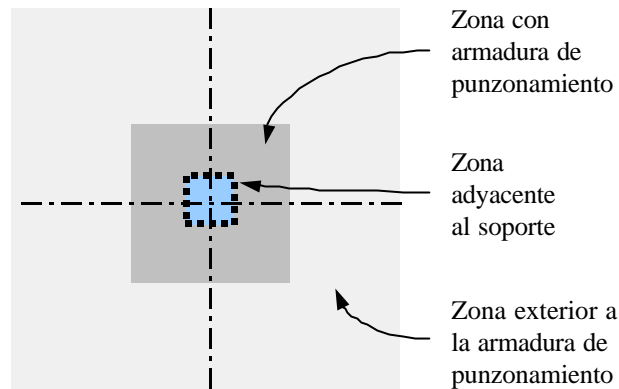


Figura 3.17: Zonas en las que se realizan comprobaciones de punzonamiento.

3.3.4.3.1. Zona con armadura de punzonamiento

La armadura de punzonamiento, tradicionalmente utilizada, consiste en estribos o barras dobladas a 45° o una combinación de ambos. Aunque en los últimos años las barras dobladas han caído en desuso, debido a su complicación constructiva y se ha comenzado a utilizar cada vez más los “studs”, que son armaduras aisladas, similares a los conectores de corte, de rápido montaje sobre las armaduras principales (ver apartado 4.3.1)

La armadura de punzonamiento se sitúa en varios contornos concéntricos con el soporte o zona cargada (ver Figura 3.18). La sección total de cada contorno, A_{90} , para los estribos o los “studs”, o A_{45} , para las barras dobladas se calcula respectivamente con:

$$(\tau_{sd} - \tau_{rd}) u_1 d = \frac{A_{90} f_{yd}}{s} 0.9 d$$

$$(\tau_{sd} - \tau_{rd}) u_1 d = \frac{A_{45} f_{yd} \sqrt{2}}{s} 0.9 d$$

donde:

s : separación entre dos contornos

u_1 : perímetro crítico definido en 3.3.4.1

En el caso de soportes de borde o esquina, aparte de la armadura calculada, es necesario disponer una armadura adicional en los bordes de la placa, con la misma separación que la de punzonamiento.

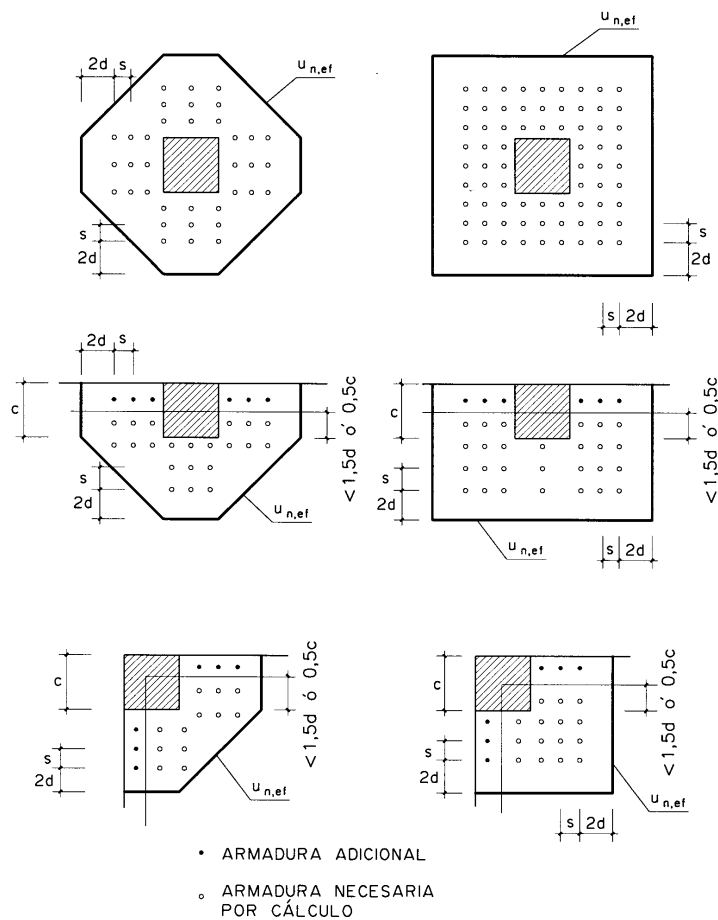


Figura 3.18: Disposición en planta de la armadura de punzonamiento, según EHE.

3.3.4.3.2. Zona exterior a la armadura de punzonamiento

En la zona exterior a la armadura de punzonamiento es necesario comprobar que no se requiere de dicha armadura, por lo que se debe cumplir:

$$F_{sd,ef} \leq 0.12 \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} u_{n,ef} d$$

donde:

$u_{n,ef}$: Perímetro definido en la Figura LL1

ρ_l : Cuantía geométrica de armadura longitudinal que atraviesa el perímetro $u_{n,ef}$

A la distancia en que se efectúa esta verificación se supone que el efecto del momento transferido entre soporte y placa por tensiones tangenciales ha desaparecido, por tanto $F_{sd,ef}$ solo tendrá en cuenta el efecto de la carga vertical ($\beta = 1$).

3.3.4.3.3. Zona adyacente al soporte

Debe controlarse la excesiva compresión en las bielas. Para ello se realiza la siguiente comprobación de tensiones en el perímetro del soporte:

$$\frac{F_{sd,ef}}{u_0 d} \leq f_{1cd}$$

f_{1cd} : Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} = 0.3 f_{cd}$$

u_0 : Perímetro donde se realiza la comprobación (Figura 3.19). Si se trata de soportes interiores, u_0 es el perímetro de la sección transversal del soporte. Para soportes de borde, se considera:

$$u_0 = c_1 + 3d \leq c_1 + 2c_2$$

mientras que para soportes de esquina:

$$u_0 = 3d \leq c_1 + c_2$$

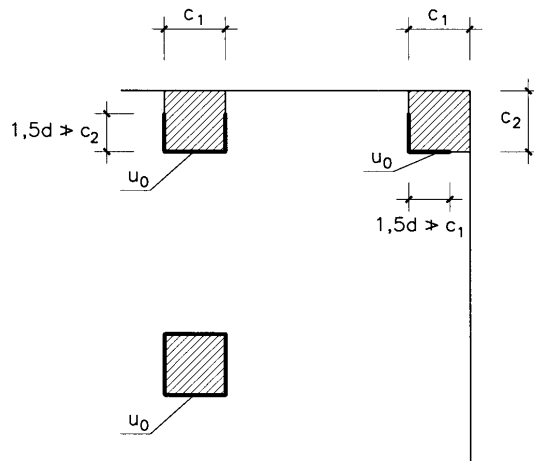


Figura 3.19: Perímetro de comprobación u_0 .

3.3.5. Torsión.

Como se explicó en 3.2.3.4.5, la parte del momento transmitido a los pilares por tensiones tangenciales es:

$$M_d' = (1-k) M_d$$

Como se tienen dos elementos resistentes a torsión, uno a cada lado del pilar, a cada una le corresponde una fracción del total, de forma que:

$$M_{t1} = (1-k) M_d \frac{\frac{1}{I_2' \left(1 - \frac{c}{I_2'}\right)^3}}{\frac{1}{I_2' \left(1 - \frac{c}{I_2'}\right)^3} + \frac{1}{I_2'' \left(1 - \frac{c}{I_2''}\right)^3}}$$

$$M_{t2} = (1-k) M_d \frac{\frac{1}{I_2'' \left(1 - \frac{c}{I_2''}\right)^3}}{\frac{1}{I_2' \left(1 - \frac{c}{I_2'}\right)^3} + \frac{1}{I_2'' \left(1 - \frac{c}{I_2''}\right)^3}}$$

donde l_2' y l_2'' son las luces de los recuadros contiguos al pilar considerado, en dirección perpendicular a la flexión y c el ancho del pilar en dicha dirección perpendicular, como se muestra en Figura 3.20.

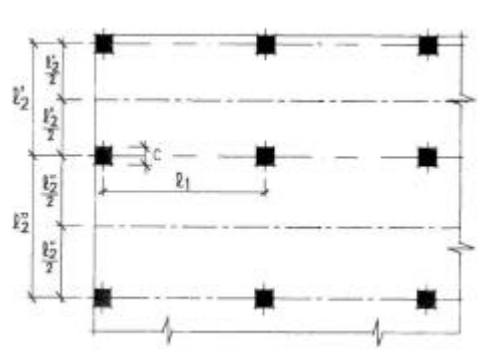


Figura 3.20: Geometría para el cálculo de la sollicitación de torsión.

Generalmente, en pilares interiores no hay problemas con los momentos torsores, pero en pilares exteriores la resistencia a torsión del borde de la placa puede resultar insuficiente. Por eso en algunos casos se dispone de vigas de borde de mayor canto que la placa, pero si no puede hacerse, por cuestiones arquitectónicas, se debe absorber el torsor generando una viga embebida en el canto de la misma. Sin embargo, hay que tener en cuenta que las placas macizas tienen mejor comportamiento a torsión que los forjados aligerados. Esto se debe, por un lado a su mayor rigidez, por tratarse de secciones cerradas, a diferencia de los forjados aligerados que se comportan como secciones abiertas, menos eficientes a torsión. Por otro lado, las placas macizas absorben la torsión en forma distribuida mientras que los forjados aligerados lo hacen de un modo discreto, al transformarse, en el encuentro entre nervios perpendiculares, la flexión de uno de ellos, en torsión en el otro.

3.3.6. Comprobación del estado límite de fisuración

Debido a la baja resistencia a tracción del hormigón, resulta prácticamente inevitable la aparición de fisuras en algunas zonas de las placas. Sin embargo, siempre es posible controlar dicha fisuración, para que se mantenga dentro de valores que no lleguen a comprometer la durabilidad de la estructura por corrosión de las armaduras, o que afecten la estética del edificio o produzcan problemas psicológicos en los usuarios.

Desde el punto de vista de la corrosión, hay que limitar el ancho de fisura en función del grado de agresividad del ambiente en el que se encuentra la estructura. Los principales factores de riesgo en este sentido son: humedad del ambiente superior al 50%; combinación de alta humedad con alta temperatura; alternancia de ciclos de saturación y secado de agua en el hormigón; presencia de cloruros u otras sustancias corrosivas en la interfaz acero-hormigón; corrientes eléctricas parásitas en la armadura.

Una vez definido el tipo de ambiente en el que se encontrará la estructura, tal como se explicó en el apartado 2.3.1.1.1, se puede extraer de la Tabla 3.5 los valores máximos admitidos de abertura de fisuras.

Clase de exposición	$w_{\text{máx}}$ [mm]	
	Hormigón armado	Hormigón pretensado
I	0,4	0,2
IIa, IIb, H	0,3	0,2
IIIa, IIIb, IV, F	0,2	Descompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0,1	

Tabla 3.5: Valores máximos admitidos de abertura de fisuras.

Para estimar la abertura característica de fisura existen diversas propuestas. A continuación se resumen los aspectos principales del método general dado en la instrucción EHE, sobre la base de la propuesta del Código CEB-FIP 78.

Se calcula la abertura característica de fisura, es decir aquella que tiene una probabilidad del 95 % de no ser superada, mediante la siguiente expresión:

$$w_k = \beta s_m \varepsilon_{sm}$$

donde:

β : Coeficiente que relaciona el valor medio con el valor característico de la abertura de fisura. Vale 1,7 para las fisuras producidas por cargas o acciones directas y 1,3 para las debidas a acciones indirectas como variaciones térmicas

o retracción. La diferencia de coeficientes es debido a que cuando debido a una acción indirecta se fisura una pieza, baja su rigidez y también el esfuerzo y las tensiones que dicha acción produce, dando lugar a menor ancho de fisura. Además, este coeficiente también tiene en cuenta la mayor dispersión del valor del ancho de fisuras en acciones directas.

s_m : Separación media de fisuras, expresada en mm

$$s_m = 2c + 0,2 s + 0,4 k_1 \frac{\phi A_{c, eficaz}}{A_s}$$

ε_{sm} : Deformación media de las armaduras, teniendo en cuenta la colaboración entre fisuras

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - k_2 \left(\frac{\sigma_{sf}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \geq 0,4 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

c : Recubrimiento de hormigón

s : Distancia entre barras longitudinales. Como máximo se tomará $s = 15 \phi$

k_1 : Coeficiente que representa la influencia del diagrama de tracciones en la sección (esto es, si se trata de tracción simple o compuesta, flexión, etc.). En el caso en estudio toma el valor 1/8

ϕ : Diámetro de la barra traccionada más gruesa

$A_{c, eficaz}$: Area de hormigón de la zona de recubrimiento, influyendo efectivamente en la abertura de las fisuras. En el caso de placas, llamando h al canto total, se adopta en forma aproximada (ver Figura 3.20):

$$A_{c, eficaz} = s \frac{h}{4}$$

A_s : Sección total de las armaduras situadas en el área $A_{c, eficaz}$

σ_s : Tensión de servicio de la armadura pasiva en la hipótesis de sección fisurada. En forma simplificada se puede calcular con:

$$\sigma_s = \frac{M_k}{0.8 d A_s}$$

M_k : Momento característico, para el que se realiza la comprobación del Estado Límite de Fisuración

E_s : Módulo de deformación longitudinal del acero.

k_2 : Coeficiente de valor 1,0 para los casos de carga instantánea no repetida y 0,5 para los restantes

σ_{sr} : Tensión de la armadura en la sección fisurada en el instante de la fisuración, es decir, cuando la tensión de la fibra más traccionada de hormigón alcanza el valor de la resistencia media a tracción $f_{t,m}$. En forma simplificada se puede calcular con:

$$\sigma_{sr} = \frac{M_{fis}}{0.8 d A_s}$$

M_{fis} : Momento para el que la fibra más traccionada de hormigón alcanza el valor de la resistencia media a tracción $f_{t,m}$. Para el caso de placas, este momento

vale, por unidad de anchura, $M_{fis} = \frac{h^2}{6} f_{ct}$

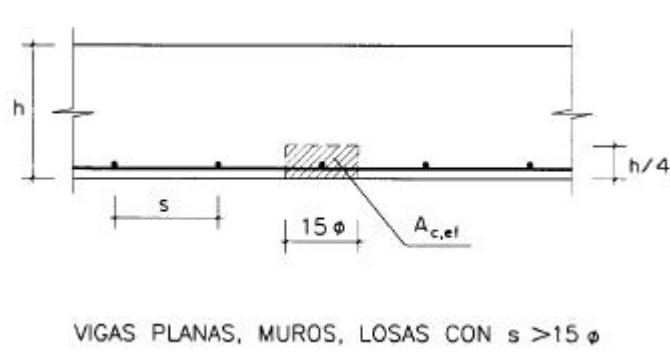


Figura 3.21: Area de hormigón eficaz para el control de fisuración.

3.3.6.1. Aproximación propuesta para calcular la armadura necesaria por fisuración

A continuación se proponen algunas simplificaciones, que sin perder demasiada generalidad permiten determinar de modo rápido y sencillo la cantidad de armadura necesaria para no superar el ancho de fisura máximo permitido en estado de servicio (estado límite de fisuración), para la clase de forjados en estudio.

Volviendo a la expresión del alargamiento medio de las armaduras:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - k_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] = K \frac{\sigma_s}{E_s} \geq 0.4 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

donde:

$$K = 1 - k_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \geq 0.4$$

reemplazando k_2 , σ_{sr} y σ_s :

$$K = 1 - k_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 = 1 - 0.5 \left(\frac{M_{fis}}{M_k} \right)^2$$

Como caso extremo, si se desprecia la resistencia a tracción:

$$M_{fis} = 0 \Rightarrow K = 1$$

Por lo tanto:

$$0.4 \leq K \leq 1$$

Para simplificar, se adopta un valor medio: $K=0.7$

$$\varepsilon_{sm} = 0.7 \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.7 \frac{1}{E_s} \frac{M_k}{0.8 d A_s}$$

Relacionando el momento de servicio M_k , con el momento en estado límite último M_d , suponiendo para ello un coeficiente de seguridad de 1.6, que correspondería a un nivel

de control de ejecución reducido si se tratara de cargas permanentes, o a un nivel de control normal si se tratara de cargas variables:

$$M_k = \frac{M_d}{1.6} = \frac{A_{s,ult} f_{yd} z}{1.6} = \frac{A_{s,ult} f_{yd} 0.8 h}{1.6} = \frac{A_{s,ult} f_{yd} h}{2}$$

Aproximando además $z=0.8h$ y dando valores a las características mecánicas del acero, $E_s=210000$ MPa, $f_{yd}=(500/1.15)=435$ MPa, se obtiene:

$$\varepsilon_{sm} = 0.7 \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.7 \frac{1}{E_s} \frac{M_k}{0.8 d A_{s, fis}} = 0.7 \frac{1}{E_s} \frac{1}{0.8 \cdot 0.8 h A_{s, fis}} \frac{A_{s, ult} f_{yd} h}{2} = 0.547 \frac{f_{yd} A_{s, ult}}{E_s A_{s, fis}} = \frac{1}{883} \frac{A_{s, ult}}{A_{s, fis}}$$

$$\varepsilon_{sm} = 0.00113 \frac{A_{s, ult}}{A_{s, fis}}$$

Es decir, la deformación media es una función lineal de la relación entre la armadura necesaria para cumplir con el estado límite de fisuración y la armadura necesaria para cumplir con el estado límite último.

Por otra parte, operando en la expresión de la separación media de fisuras:

$$s_m = 2c + 0,2 s + 0,4 k_1 \frac{\phi A_{c, eficaz}}{A_s} = 2c + 0,2 s + 0,4 \frac{1}{8} \phi \frac{s h}{4} \frac{1}{\frac{\pi \phi^2}{4}}$$

tomando para la distancia entre barras longitudinales su valor máximo $s = 15\phi$:

$$s_m = 2c + 0,2 s + 0,4 \frac{1}{8} \frac{15}{\pi} h = 2c + 0,2 s + 0,239 h$$

Reemplazando ε_{sm} y s_m en la expresión del ancho característico de fisuras:

$$w_k = 1.7 s_m \varepsilon_{sm} = \frac{1}{520} \frac{A_{s, ult}}{A_{s, fis}} (2c + 0,2 s + 0,239 h)$$

De esta manera, definido el ambiente en el que se encontrará la estructura, quedan determinados el recubrimiento necesario c y la apertura de fisuras permitida w_k . Además, conocido el canto h y la armadura procedente del cálculo en ELU, $A_{s, ult}$, y

adoptando la separación de armaduras s , puede obtenerse la armadura necesaria para satisfacer el estado límite de fisuración mediante la sencilla ecuación:

$$A_{s, \text{fis}} = A_{s, \text{ult}} \frac{2c + 0,2 s + 0,239 h}{520 w_k}$$

Obviamente, en el caso de que resulte $A_{s, \text{fis}}$ menor que $A_{s, \text{ult}}$, la armadura a disponer será esta última.

3.3.7. Comprobación del estado límite de deformaciones

Entre las verificaciones que deben efectuarse en las placas, como en todo elemento estructural, para asegurar un adecuado comportamiento bajo cargas de servicio, está la comprobación del estado límite de deformaciones.

En el caso de los forjados, esta verificación significa controlar que la flecha esperada, en todas las combinaciones de carga de servicio posible, sea menor que valores límites fijados por las normas, con el objeto de evitar problemas psicológicos en los usuarios, por una deformabilidad excesiva o problemas estéticos debido a daños en los acabados, ya se trate de revestimiento superior o inferior.

Hay que tener en cuenta que las deformaciones, en los elementos de hormigón, dependen de un gran número de factores, entre ellos: las características de las acciones, de los materiales, de la geometría, armado y de las vinculaciones o apoyos. Respecto a las acciones, por ejemplo, interesa conocer si son cargas concentradas o distribuidas, permanentes, cuasipermanentes o variables, en este último caso si tienen efecto dinámico. En los materiales intervienen sus propiedades instantáneas y diferidas: retracción y fluencia del hormigón.

Todo ello hace que la determinación de la flecha en cualquier estructura de hormigón solicitada a flexión tiene cierta complejidad y características aleatorias, por lo que en la práctica solo se realiza una evaluación aproximada mediante métodos simplificados, como el propuesto en la EHE que se resume a continuación.

En primer lugar se calcula la relación entre la luz y el canto de la placa (L/d), ya que si la misma es igual o inferior a los valores de la Tabla 3.6, se trataría de elementos suficientemente rígidos y no se requiere la verificación de la flecha.

SISTEMA ESTRUCTURAL	Elementos fuertemente armados ($\rho = A_s / b_0 d = 0,012$)	Elementos débilmente armados ($\rho = A_s / b_0 d = 0,004$)
Recuadros exteriores y de esquina en losa sobre apoyos aislados (*)	16	22
Recuadros interiores en losa sobre apoyos aislados (*)	17	25

(*) Las esbelteces dadas se refieren a la luz mayor.

Tabla 3.6: Relaciones L/d por encima de las cuales se debe verificar las flechas.

Cuando sea necesario calcular la flecha, se distingue entre flecha instantánea y diferida.

Cálculo de la flecha instantánea

a) Elementos solicitados a flexión en general

Para el cálculo de la flecha instantánea, teniendo en cuenta que la sección se encuentra fisurada, se trabaja con el momento de inercia equivalente (fórmula de Branson, adoptada por la norma ACI 318 desde la edición de 1971 y mantenida hasta el presente), dado por:

$$I_e = \left(\frac{M_f}{M_a} \right)^3 I_b + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a} \right)^3 \right] I_f \leq I_b$$

donde:

M_a : Momento flector máximo aplicado hasta el instante en que se calcula la flecha (puede ser mayor que el momento para el cual se está calculando la flecha, de esta forma se trabaja con la menor inercia “histórica” para tener en cuenta que una vez producidas las fisuras, al reducir la carga la sección ya ha quedado dañada irreversiblemente).

M_f : Momento de fisuración, que es aquel para el cual la tensión máxima de tracción es igual a la resistencia a flexotracción del hormigón a la edad de j días, $f_{ct,fl.}$, que en forma simplificada se obtiene de en función de la resistencia

característica a compresión a la misma edad: f_{ct} donde ambas resistencias se expresan en [MPa].

I_b : Momento de inercia de la sección bruta respecto al eje que pasa por su centro de gravedad.

I_f : Momento de inercia de la sección fisurada (se desprecia la zona de hormigón traccionado) homogeneizada a valores de hormigón, respecto al eje que pasa por su centro de gravedad. Generalmente la inercia fisurada oscila entre 1/3 y 2/3 de la inercia bruta. Para una sección rectangular de canto h , canto útil d , cuantía geométrica de armadura de tracción $\rho = \frac{A_s}{b d}$ y coeficiente de

equivalencia $n = \frac{E_s}{E_c}$, la inercia fisurada vale:

$$I_f = n A_s (d - x) (d - x/3)$$

x : Profundidad de la fibra neutra, expresada por:

$$x = npd \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{np}} \right)$$

Como la expresión del momento de inercia equivalente, I_e , se utiliza para estimar la flecha instantánea, el módulo elástico del hormigón E_{ci} , debe ser el correspondiente a cargas instantáneas, que se puede obtener a partir de la resistencia media f_{cm} , o de la característica f_{ck} , expresadas en [MPa]:

$$E_{ci} = 8500 f_{cm}^{1/3} = 8500 (f_{ck} + 8)^{1/3}$$

Este método conduce a resultados dentro de un margen de error del 20%, para el caso de piezas lineales, lo cual para estimación de flechas en los casos generales resulta ser un valor aceptable.

Una vez obtenido el momento de inercia equivalente se calcula la flecha mediante las fórmulas de Resistencia de Materiales, asimilando la placa a pórticos virtuales, como se explicó al hablar de los métodos de cálculo (3.2.3), tomando como momento de inercia

constante para toda la pieza el correspondiente a la sección de máximo momento de vano (existen propuestas de tomar un momento de inercia promedio que tiene en cuenta las diferencias entre secciones de tramo y apoyo).

b) Placas

Todas las expresiones anteriores están desarrolladas para pórticos planos y vigas, es decir, para elementos lineales y no bidimensionales. En el caso de placas apoyadas en soportes aislados, el trabajo es bidireccional, existiendo flexión en las dos direcciones y una cierta rigidez a torsión. Además, hay que tener en cuenta que el punto central de la placa se encuentra en una banda central y no en una banda de soportes, por lo que las fórmulas anteriores son aplicables con reservas.

Existen algunas propuestas específicas para el caso de placas sobre apoyos aislados. Entre ellas se puede mencionar el método de Scanlon y Murray (1982), modificado por García Dutari y Calavera (1997). La flecha en el centro de la placa se calcula a partir de los valores correspondientes al punto medio de dos bandas de pilares.

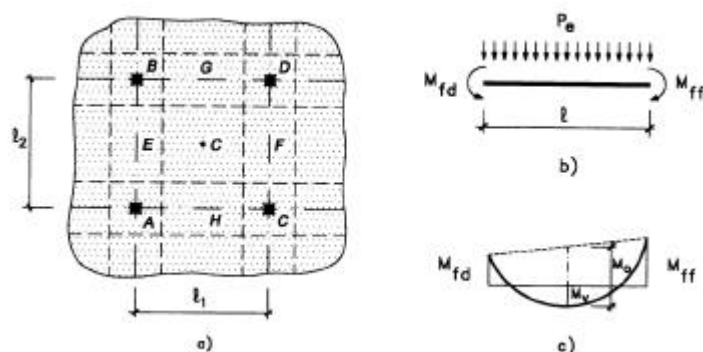


Figura 3.22: Cálculo de flechas en placas.

Teniendo en cuenta la nomenclatura de la Figura 3.22, los principales pasos de este método son los siguientes:

1) Se calcula una carga equivalente, P_e , por unidad de longitud, tal que:

$$\frac{P_e l^2}{8} = \frac{M_{fd} + M_{ff}}{2} + M_v$$

donde:

l : Luz libre entre bordes de pilares en la dirección considerada.

M_{fd} , M_{ff} : Momentos flectores en los extremos de la banda.

M_v : Momentos flectores en el centro del vano. Se obtiene, al igual que los anteriores, a partir del método simplificado o del de los pórticos virtuales.

- 2) Se calcula la flecha en los puntos medios de las bandas de pilares (E y F), y en el punto medio de la banda central (C), con la expresión:

$$f = \frac{5}{384} \frac{P_e l^4}{E_c I_c} - \frac{(M_{ff} + M_{fd}) l^2}{16 E_c I_e}$$

Considerando para ello la inercia con el ancho real de la banda correspondiente y el efecto de la fisuración, como fue tratado en el inciso "a)" de este mismo apartado I_c es el momento de inercia en el centro del tramo e I_e en el extremo del mismo.

- 3) Se calcula la flecha en el centro del recuadro:

$$f'_c = \frac{f_E + f_F}{2} + f_{c(EF)}$$

donde:

f_E : Flecha en el punto medio de la banda de pilares AB.

f_F : Flecha en el punto medio de la banda de pilares CD.

$f_{c(EF)}$: Flecha en el punto medio C de la banda de pilares EF.

- 4) Si el recuadro considerado no es cuadrado pero tiene simetría de forma y carga respecto a sus mediatrices EF y GH, se calcula la flecha según la otra dirección:

$$f''_c = \frac{f_G + f_H}{2} + f_{c(GH)}$$

- 5) La flecha definitiva en el centro se obtiene promediando los valores de las dos direcciones:

$$f_c = \frac{f_c' + f_c''}{2}$$

6) Modificación de García Dutari y Calavera. A partir de un cálculo no lineal de forjados sin vigas, los autores nombrados llegan a la conclusión que las expresiones anteriores sobrevaloran la flecha, por lo que proponen multiplicarlas por un factor 0,75.

Cálculo de la flecha diferida

Para tener en cuenta el incremento de las flechas debido a la acción de cargas de larga duración, se puede utilizar un factor que multiplica a la carga instantánea:

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'}$$

donde:

ρ' : Cuantía geométrica de armadura de compresión A_s' referida al área de la sección útil $b_o d$, en la sección de referencia.

$$\rho' = \frac{A_s'}{b_o d}$$

ξ : Coeficiente que tiene en cuenta los efectos de la fluencia y retracción en conjunto, depende del instante de carga y de la duración de la misma, tomando los valores que se extraen de la Tabla 3.7 o de la Figura 3.23.

Duración de la carga	ξ
2 semanas	0,5
1 mes	0,7
3 meses	1,0
6 meses	1,2
1 año	1,4
5 años o más	2,0

Tabla 3.7: Coeficiente ξ para cargas de larga duración.

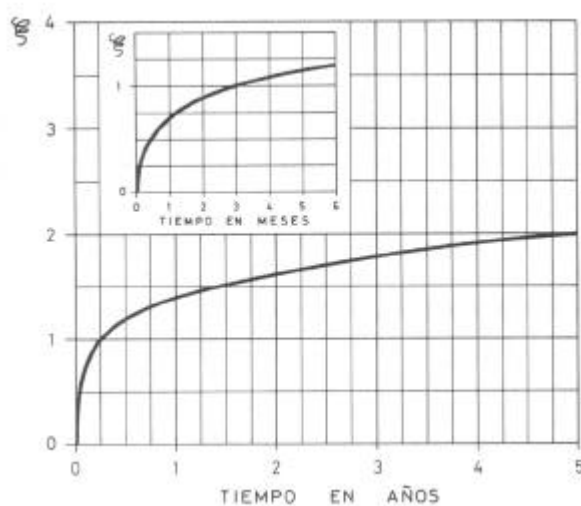


Figura 3.23: Coeficiente ξ para cargas de larga duración.

De modo que el valor de ξ a considerar para calcular λ es:

$$\xi = (\xi_{\text{edad al calcular la flecha}} - \xi_{\text{edad al cargar}})$$

Es frecuente que la carga se aplique por fracciones P_1, P_2, \dots, P_n , a distintas edades t_1, t_2, \dots, t_n , para lo cual se puede adoptar un valor ponderado equivalente, dado por:

$$\xi_e = \frac{\xi_1 P_1 + \xi_2 P_2 + \dots + \xi_n P_n}{P_1 + P_2 + \dots + P_n}$$

A este valor de ξ_e le corresponderá un valor de t_e (se puede extraer de Figura 3.23), para el que debe determinarse el módulo elástico E_{ci} para el cálculo de la flecha instantánea.

Luego la flecha total se obtendrá sumando la instantánea más la diferida:

$$f_{total} = f_{instantánea} (1 + \lambda)$$

Este método de cálculo, tal como se presenta en la Instrucción EHE, no considera las variaciones de la humedad relativa del ambiente ni del espesor medio de la pieza. Ambas variables influyen sobre la deformación diferida. Los coeficientes ξ dados en el método corresponden a piezas con espesor medio de 150 mm (el espesor medio se obtiene como el cociente entre dos veces el área transversal de la pieza partido en el perímetro de la misma) y para una humedad relativa ambiente del 40 %. Si se desea refinar el cálculo se pueden emplear factores de corrección para considerar otros valores de estas dos variables.

De las Tablas 3.8 y 3.9 se pueden extraer dichos factores de corrección k_t , k_h , por los cuales se multiplica al coeficiente ξ para obtener el valor corregido, es decir:

$$\xi = \xi_0 k_h k_t$$

Humedad relativa %	40	50	60	70	80
k_h	1.00	0.94	0.87	0.80	0.73

Tabla 3.8: Factores de corrección k_h .

espesor medio: $\frac{2A_c}{u}$ (mm)	50	75	100	150	200	250	300
k_t	1.30	1.17	1.11	1.00	0.96	0.91	0.86

Tabla 3.9: Factores de corrección k_t .

Por ejemplo para un pórtico virtual cuya sección tenga 6 m de ancho 30 cm de canto, ubicado en una zona con HR=80%, que se carga a una edad de 30 días y se calcula la flecha a la edad de una año (con carga mantenida), despreciando la armadura de compresión, se tiene:

espesor medio:

$$e = \frac{2A_c}{u} = \frac{2(300 * 6000)}{2(300 + 6000)} = 286\text{mm}$$

con lo cual:

$$k_t = 0.87$$

$$k_h = 0.73$$

de forma que:

$$\lambda = \xi = (1.4 - 0.7) * 0.87 * 0.73 = 0.44$$

con lo que la flecha total para una edad de 1 año será de:

$$f_{\text{total}} = 1.44 f_{\text{instantánea}}$$

3.3.8. Comprobación del estado límite de vibraciones

En algunas ocasiones los forjados están sometidos a cargas dinámicas. Dichas cargas producen vibraciones que pueden afectar la comodidad de los usuarios, el comportamiento en servicio de la estructura e incluso dar origen a problemas de resonancia, si el período de actuación de las cargas se aproxima al período propio de la estructura. Si embargo, estos son casos excepcionales, ya que los forjados de

hormigón bajo condiciones normales de uso no suelen presentar problemas de vibraciones.

Entre las acciones que pueden producir vibraciones en forjados de edificación se puede citar: Movimiento rítmico causado por personas saltando o bailando, maquinarias, procedimientos constructivos en las proximidades de la estructura, como ser el hincado de pilotes, tablestacas, etc.

Para cumplir con el estado límite de vibraciones se debe tratar que la frecuencia natural de vibración se aparte suficientemente de ciertos valores críticos, que dependen del destino de la estructura (ver Tabla 3.10).

Destino de la estructura	Frecuencia (Hz)
Gimnasios – palacios de deportes	> 8,0
Salas de fiestas o conciertos sin asientos fijos	> 7,0
Salas de fiestas o conciertos con asientos fijos	> 3,4

Tabla 3.10: Valores críticos de la frecuencia natural de vibración según el destino de la estructura.

El cálculo de la frecuencia natural de vibración de la estructura no es sencillo y sufre cambios, ya que está influenciado por las variaciones de la rigidez de la estructura por fisuración y por variaciones de las condiciones de amortiguamiento. Además, las cargas dinámicas suelen ser difíciles de caracterizar.

En forma aproximada se puede aplicar al pórtico virtual la siguiente expresión aproximada para conocer la frecuencia propia:

$$n = k \sqrt{\frac{EIg}{ql^4}}$$

donde:

n : Frecuencia propia en ciclos/segundos (herzios)

E : Módulo de elasticidad instantáneo

I : Momento de inercia de la sección bruta

g : Aceleración de la gravedad

q : Carga por unidad de longitud

l : luz

k : Coeficiente de valor 3,56 para vano interno, 2,45 para vano externo y 0,56 para voladizo, suponiendo en todos los casos unión rígida entre la placa y el soporte.

4. DISPOSICIÓN DE ARMADURAS Y DETALLES

4.1. Criterios para la disposición práctica de armaduras de flexión una vez conocidas las cuantías necesarias

Una vez conocidas las cuantías necesarias de armadura en vano y apoyo, en ambas direcciones, corresponde adoptar una armadura teniendo en cuenta los diámetros existentes en el mercado, por lo cual la armadura adoptada será siempre mayor que la estrictamente necesaria según el cálculo.

Lo normal, en placas macizas de hormigón armado, es trabajar con mallas electrosoldadas. Si bien existen mallas con diferente separación y diámetro de armadura en una dirección y otra, las mismas están reservadas a casos especiales de grandes volúmenes de obra. En la gran mayoría de los casos es preferible utilizar mallas con la misma separación y diámetro de armaduras en ambas direcciones, ya que de esta forma se facilita la ejecución y el control y se evita una situación de elevada probabilidad de ocurrencia como es la de disponer la malla en la dirección equivocada.



Fotografía 4.1: Una etapa en el proceso de armado de una placa maciza.

Pero además, el proyectista de la estructura podrá optar entre las siguientes opciones:

- a. Adoptar múltiples variaciones de armadura, de forma que se ajuste el armado para resistir, con gran aproximación, el momento flector correspondiente en cada paño de las placas, tanto en vano (armadura inferior) como en apoyo (armadura superior).
- b. Adoptar para todos los paños de las placas la armadura que cubre el momento flector máximo, tanto en vano como en apoyo.
- c. Adoptar para todos los paños de las placas la armadura que cubre el momento flector mínimo, tanto en vano como en apoyo y colocar refuerzos locales hasta alcanzar o superar las cuantías necesarias de cada zona.
- d. Adoptar para todos los paños de las placas la armadura que cubre un determinado momento flector elegido entre el mínimo y el máximo, tanto en vano como en apoyo y colocar refuerzos locales hasta alcanzar o superar las cuantías de cálculo en las zonas que el momento flector supere al elegido.



Fotografía 4.2: El empleo de mallas electrosoldadas facilita el armado de las placas.

Las soluciones “a” y “c” son las de menor gasto de armadura pero requieren de un gran gasto de mano de obra y de control de ejecución. El caso opuesto se da para la solución “b” que demanda el máximo gasto de armaduras y el mínimo de mano de obra y control, mientras que la “d” es una solución intermedia. El proyectista evaluará para cada obra en particular, la conveniencia de una solución u otra, en función de las variaciones de costos de materiales, mano de obra y control de ejecución, de la calidad de la mano de obra disponible, de la intensidad con que se llevará a cabo el control de ejecución y del plazo de obra a cumplir. No obstante, una solución de compromiso, que parece razonable es la “d”, que racionaliza el armado sin excesivo coste de mano de obra ni de los materiales, de hecho constituye el caso más normal.

4.2. Aberturas y zunchos de borde

Frecuentemente es necesario disponer de aberturas en la placa, tanto por razones arquitectónicas, de utilización (para el paso de instalaciones) u otras.

Se recomienda cumplir con las condiciones que se enuncian a continuación, salvo que se realice un análisis específico, por ejemplo con una discretización mediante el método de los elementos finitos. Siempre que sea posible, las aberturas se deben ubicar lo suficientemente alejadas de pilares o cargas puntuales de modo que no afecten su perímetro de punzonamiento.

Las dimensiones máximas admisibles de las aberturas varían según la zona en que se ubican (ver Figura 4.2):

- ◆ Zona A: Pueden disponerse aberturas de cualquier tamaño en la zona de intersección de dos bandas centrales ortogonales.
- ◆ Zona B: Si la abertura se ubica en la zona de intersección de dos bandas de pilares ortogonales, su ancho en cada dirección debe ser como máximo un octavo del ancho de la banda correspondiente.
- ◆ Zona C: Si la abertura se ubica en la zona de intersección de dos bandas ortogonales una de pilares y la otra central, su ancho en cada dirección debe ser como máximo un cuarto del ancho de la banda correspondiente.

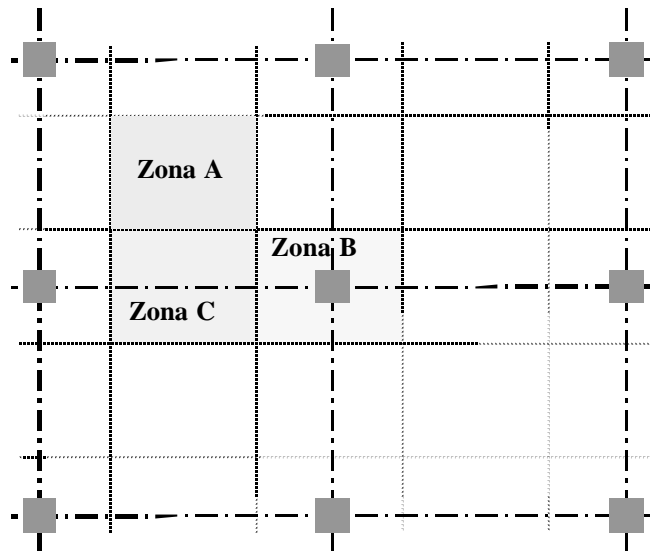


Figura 4.2: Esquemática de las zonas para limitar el tamaño de aberturas.

La existencia de un hueco genera una distorsión del flujo de tensiones hacia los apoyos y provoca una concentración de las mismas en sus bordes. En efecto, al disponer el hueco, se reduce la rigidez de la sección S-S correspondiente del forjado (Figura 4.3) y las zonas laterales al hueco A y A' tienden a girar más por torsión, ya que ha desaparecido parte de la coacción. Sin embargo, las zonas adyacentes B y B' son más rígidas y giran menos, por lo que en los bordes del hueco, que es donde la diferencia de giros entre A y B tiende a ser mayor, se concentran esfuerzos de torsión. Por otra parte, dado que el momento flector que solicita la sección es prácticamente el mismo con y sin hueco (si este no es muy grande, éste deberá ser resistido por el resto de la sección (zonas A y A')).

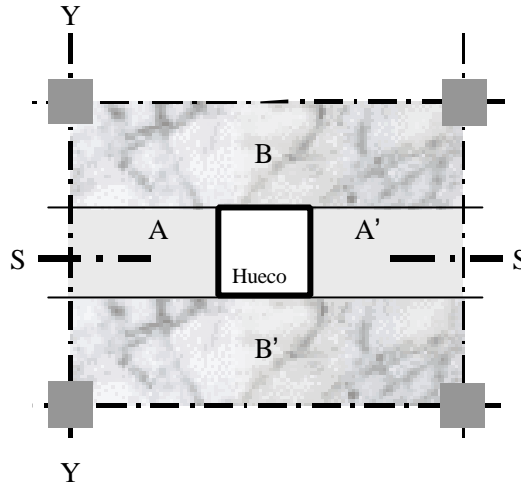


Figura 4.3: Al practicar un hueco en una placa disminuye la rigidez a torsión alrededor del eje Y-Y de las zonas A y A'.

Conjugando ambos aspectos, se propone, como regla práctica, la siguiente disposición de armaduras:

- ◆ El área total de armaduras en cada dirección correspondiente al ancho de la abertura, se debe disponer en los lados de la misma y convenientemente ancladas (Figura 4.4).

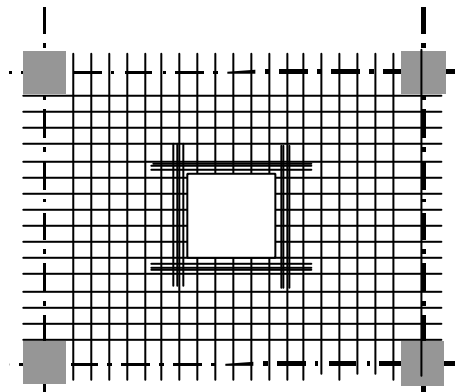


Figura 4.4: Disposición de armaduras al practicar aberturas.

Con relación a los bordes del forjado, existe un efecto similar, aunque mucho más atenuado, que da lugar a torsiones en la zona próxima al borde. En efecto considérense las deformaciones por flexión de las secciones 1-1', 2-2' y 3-3' de la

Figura 4.5, perpendiculares al borde libre. El extremo 1 de la sección 1-1' que se encuentra en la banda de pilares, gira menos alrededor del eje Y-Y (giro de torsión) que el extremo 2 de la 2-2' y ésta menos que el extremo 3 de la 3-3'. El pilar impide parcialmente el giro de las secciones próximas a él, comportándose como un empotramiento elástico. Este impedimento al giro origina en el borde libre una torsión, que va disminuyendo a medida que la sección en estudio se aleja del pilar. Generalmente esta torsión es reducida y no llega a fisurar la pieza aunque, en algún caso, puede disponerse un armado longitudinal y transversal a tal efecto, generando así un zuncho de borde (Figura 4.6, Fotografía 4.3). Ello es más importante en placas aligeradas, ya que la sección abierta nervada tiene muy poca rigidez torsional y apenas absorbe torsiones, concentrándose estas en el zuncho de borde.

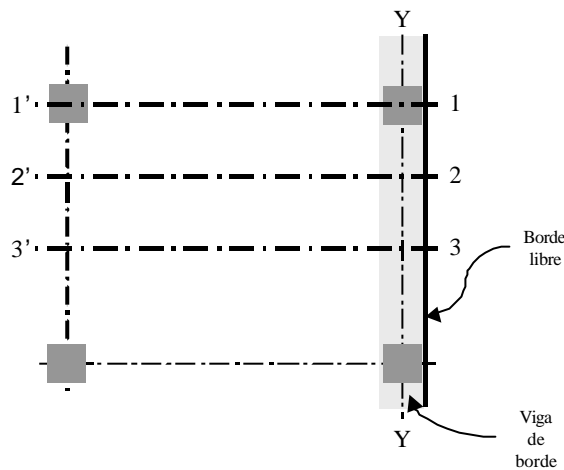


Figura 4.5: Efectos de borde en el forjado

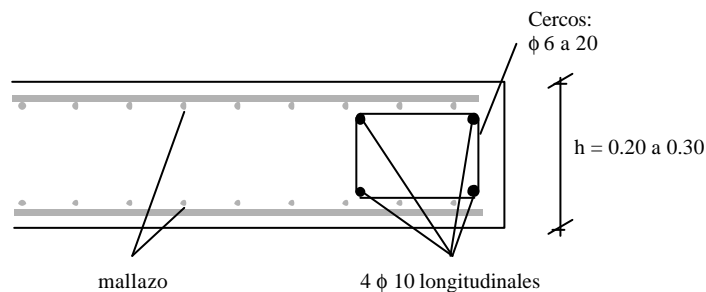
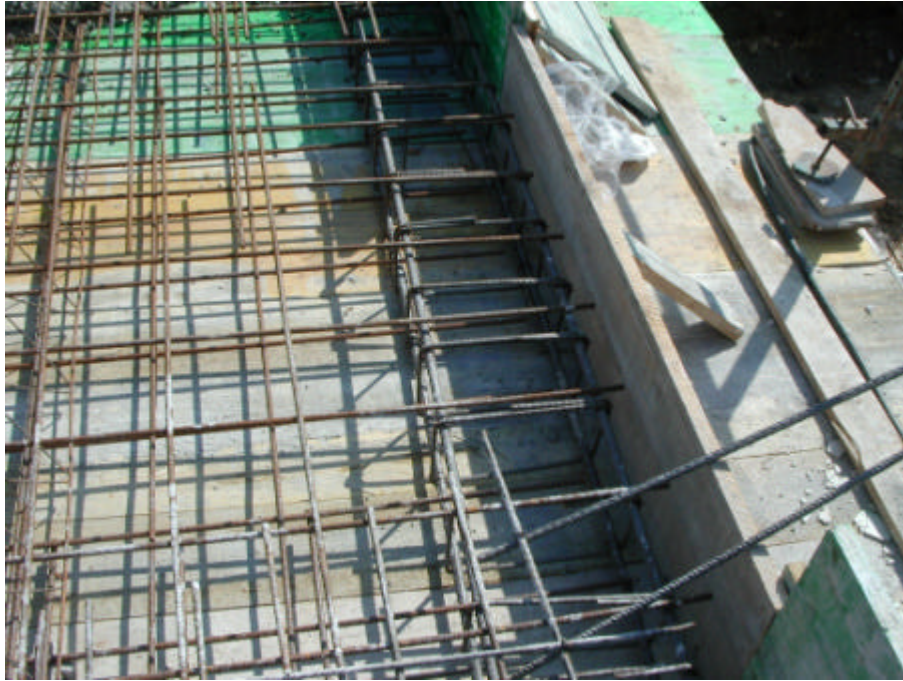


Figura 4.6: Posible armado de un zuncho de borde



Fotografía 4.3: Armado de un zuncho de borde

4.3. Uniones y apoyos

4.3.1. Armadura de punzonamiento

La armadura de punzonamiento, tal como se la conoce en la bibliografía clásica sobre el tema, está constituida por cercos, horquillas verticales o barras dobladas (Figura 4.7 y 4.8). Sin embargo, como se comentó anteriormente, las barras dobladas son actualmente muy poco utilizadas, debido a su significativa demanda de mano de obra. En cambio, se utilizan cada vez más los “studs”, que son armaduras aisladas, similares a los conectores para resistir el esfuerzo rasante, de rápido montaje sobre las armaduras principales, como se muestra en las Fotografías 4.4 y 4.5.

El anclado de las armaduras de punzonamiento debe realizarse a partir del centro de gravedad del bloque comprimido y por debajo de la armadura longitudinal de tracción.

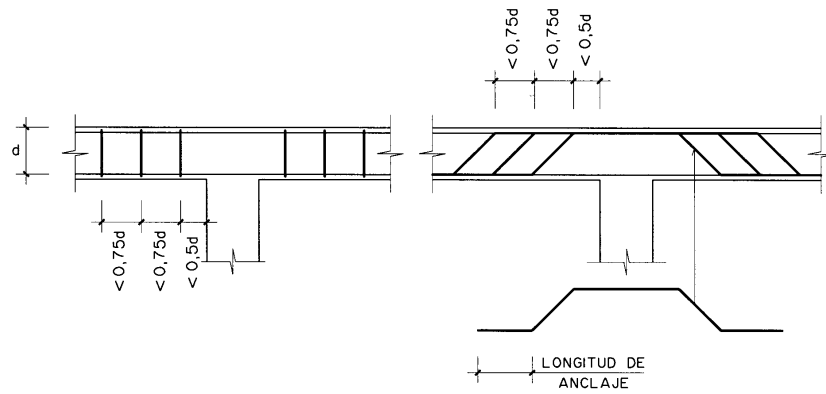


Figura 4.7: Disposición de armadura de punzonamiento, según la Instrucción EHE.

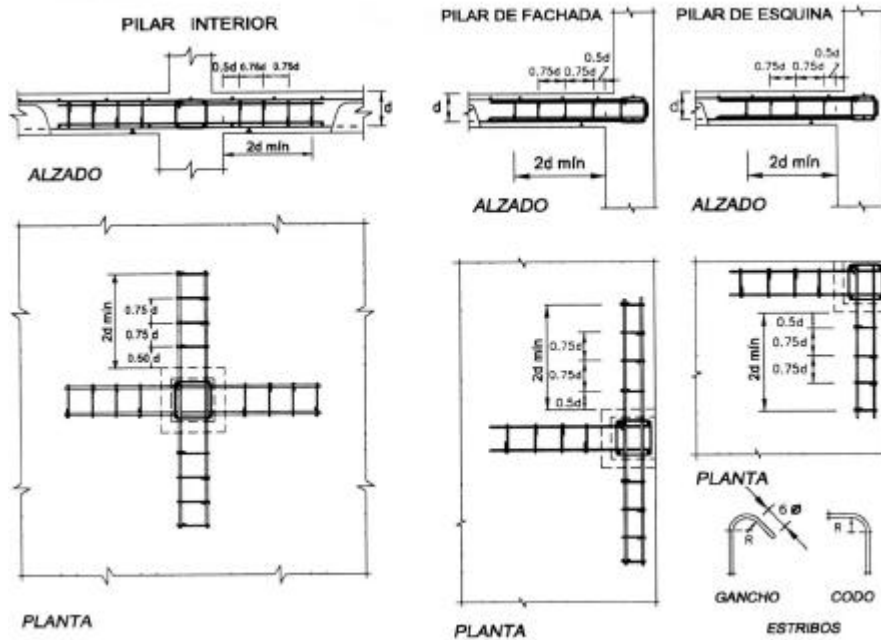
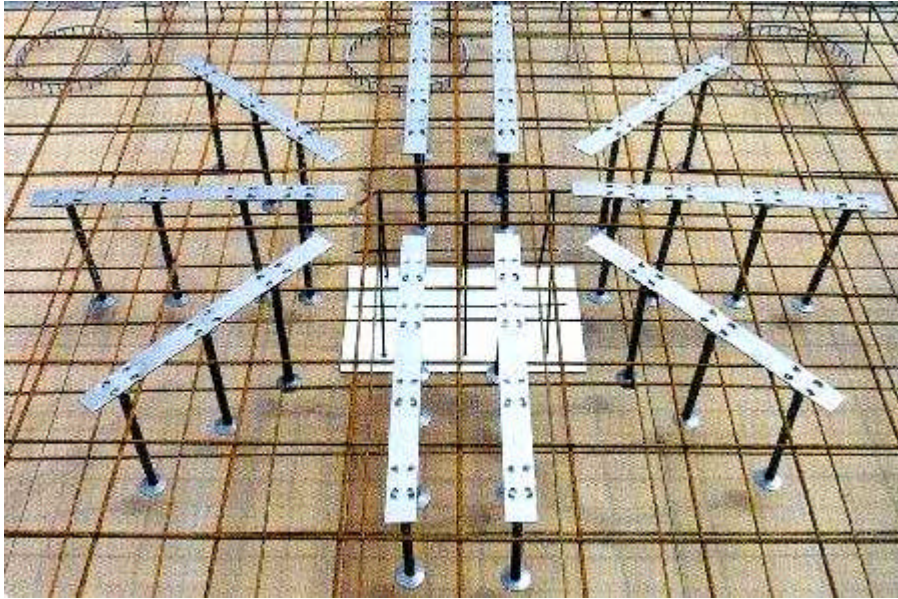
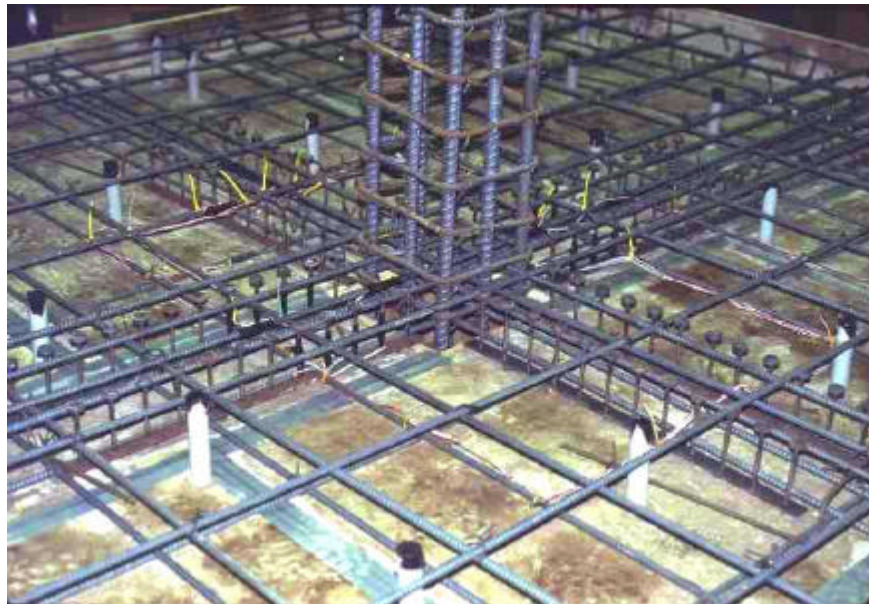


Figura 4.8: Disposición de armadura de punzonamiento mediante cercos.



Fotografía 4.4: Armadura de punzonamiento: “studs” dispuestos radialmente.



Fotografía 4.5: Armadura de punzonamiento: “studs” dispuestos perpendicularmente.

5. CONSTRUCCIÓN

5.1. Ejecución

Los forjados macizos de hormigón armado no presentan dificultades especiales de ejecución que los distinga del resto de las estructuras de hormigón. Es más, al compararlo con otros tipos de forjados de hormigón presenta ventajas en cuanto a facilidad y velocidad de ejecución, como se comentó en la Introducción de este documento.

A continuación se destacan los aspectos más importantes a tener en cuenta durante la construcción, algunos de los cuales ya fueron señalados en el apartado 2.3.1.2. al tratar la ejecución desde el punto de vista de la durabilidad, por lo que no serán repetidos.

5.1.1. Características tecnológicas del hormigón

Durante el amasado de la mezcla es necesario controlar la dosificación utilizada, especialmente la relación agua/cemento, por su gran influencia en la resistencia y en la durabilidad, así como también las características del cemento, del agua, de los áridos y de las adiciones y aditivos empleados.

5.1.1.1. Resistencia característica

De acuerdo a la vigente Instrucción EHE el hormigón deberá tener una resistencia característica no menor a 25 MPa, aunque en algunos casos dicho valor mínimo sube a 30 o 35 MPa, dependiendo de la Clase de exposición que tendrá la estructura (ver 2.3.1.1.1), tal como se indica en la Tabla 5.1.

Clase de exposición	Resistencia mínima [MPa]
I y IIa	25
IIb, IIIa, IIIb, IV, Qa, Qb, H, F, E	30
IIIc, Qc	35

Tabla 5.1: Resistencia característica mínima según la clase de exposición.

5.1.1.2. Relación agua/cemento - contenido de cemento

También en función del grado de exposición queda definido el límite máximo para la relación agua/cemento y el límite mínimo para el contenido de cemento. Dichos valores se pueden extraer de las Tabla 5.2 y 5.3 respectivamente. En el extremo opuesto, la cantidad máxima permitida de cemento por metro cúbico de hormigón es de 400 kg. Este límite se fija con el objetivo de limitar la retracción y sus consecuentes fisuras.

Clase de exposición	Relación a/c máxima
I	0.65
IIa	0.60
IIb, H	0.55
IIIa, IIIb, IV, Qa, Qb, F, E	0.50
IIIc, Qc	0.45

Tabla 5.2: Relación a/c mínima según la clase de exposición.

Clase de exposición	Contenido mínimo de cemento [kg/m ³]
I	250
Ila	275
IIb, IIIa, H, E	300
IIIb, IV, Qa, F	325
IIIc, Qb, Qc	350

Tabla 5.3: Contenido mínimo de cemento según la clase de exposición.

Así, retomando el ejemplo “i)” del apartado 2.3.1.1.1, a un forjado en el interior de un edificio le corresponde una clase exposición I, por lo que el hormigón deberá tener una resistencia característica mínima de 25 MPa, una relación a/c máxima de 0.65 y un contenido de cemento no menor de 250 kg/m³.

En cambio, para el ejemplo “ii)” del mismo apartado, un forjado de cubierta de un edificio en zona de alta montaña, con precipitaciones de 900 mm anuales, al cual le corresponde una Clase general de exposición IIa y una Clase específica de exposición H, el hormigón deberá tener una resistencia característica mínima de 30 MPa, una relación a/c máxima de 0.55 y un contenido de cemento no menor de 300 kg/m³. Es decir, en este caso en que hay dos clases de exposición se toman los valores más desfavorables.

5.1.1.3. Tamaño máximo del árido

Dado que estos forjados no presentan detalles que compliquen el vertido del hormigón ni espesores reducidos y que en general la separación entre armaduras no suele ser pequeña, el tamaño máximo del árido estará solo condicionado por el recubrimiento. En efecto, el tamaño máximo del árido grueso debe ser menor que las siguientes dimensiones:

- ◆ 0,8 de la distancia libre entre armaduras.
- ◆ 0,8 del recubrimiento (distancia entre la superficie exterior de la armadura y la cara del forjado).
- ◆ 0.33 veces el canto del forjado.

Por ejemplo para placas de 20 cm de canto, con el valor mínimo de recubrimiento admitido de 20 mm (ver apartado 2.3.1.1.4), y separación de armaduras de 10 cm (podría ser menor en zunchos de borde), el tamaño máximo del árido permitido será de 16 mm. Los tamaños máximos más próximos, que normalmente se consiguen en el mercado, son 12 y 20 mm. Por lo que habría que utilizar áridos de 12 mm o incrementar el recubrimiento a 25 mm para poder utilizar áridos de 20 mm de tamaño máximo.

5.1.1.4. Consistencia

Además de cumplir con los requerimientos anteriores, es necesario dosificar el hormigón para que tenga una adecuada trabajabilidad, de forma que sea fácil su transporte, colocación, normalmente realizada mediante bombeo, extensión sobre los encofrados y vibrado sin que queden huecos ni se produzca segregación (separación del árido grueso del resto de la mezcla).

Para ello se recomienda emplear consistencias blandas o fluidas, lo cual significa alcanzar asientos en cono de Abrams entre 6 y 9 cm y entre 10 y 15 cm respectivamente. Para alcanzar estos asientos puede ser necesario utilizar aditivos plastificantes y en casos extremos superfluidificantes, que si bien aumentarían el costo de los materiales disminuirán la demanda de mano de obra y el tiempo de ejecución. La Instrucción de hormigón fija como valor máximo de aditivos a utilizar un 5 % del peso del cemento; en la práctica esta proporción oscila entre el 2 y el 3 %.

5.1.2. Armaduras pasivas – Mallas electrosoldadas

Las armaduras pasivas son las normales en cualquier elemento de hormigón armado, aunque dado el carácter superficial de las placas, resulta muy conveniente la utilización de mallas electrosoldadas por su facilidad de colocación, lo que significa un importante ahorro de mano de obra.

Se identifica como malla electrosoldada al producto formado por dos sistemas de elementos (barras corrugadas o alambres corrugados) que se cruzan entre sí perpendicularmente y cuyos puntos de contacto están unidos mediante soldadura eléctrica por un proceso de producción en serie en instalación fija.

La Norma que especifica las condiciones a cumplir por las mallas es la UNE 36092:1996: Mallas electrosoldadas de acero para armaduras de hormigón armado.

Dado que la mayoría de las armaduras de acero empleadas en España son de acero de alta ductilidad (tipos B400SD y B500SD, según UNE 36065:2000) y con el fin de no mezclar tipos de acero en la obra, se recomienda la utilización de mallas electrosoldadas fabricadas con aceros de la misma calidad que las barras (tipos SD). En la designación del acero empleado en la fabricación de las mallas, la letra B indica que se trata de acero para hormigón armado, el número 400 o 500 es el valor del límite elástico nominal garantizado, expresado en MPa, la letra S indica que se trata de barras corrugadas soldables y la letra D indica que el acero es de alta ductilidad.

Los diámetros nominales certificados de las barras corrugadas empleadas en la fabricación de las mallas electrosoldadas son: 6 – 8 – 10 y 12 mm.

Las mallas electrosoldadas se designan por los siguientes conjuntos correlativos de símbolos:

a) Las letras ME distintivas del producto

b) Las separaciones s_l y s_t expresadas en centímetros y unidas por el signo x

c) Distintivo de si el panel es con o sin ahorro, de acuerdo con el siguiente código:

Con ahorro estándar: A

Con ahorro no estándar o especial: E

Sin barras de ahorro: Ningún símbolo

d) El símbolo \emptyset seguido de los diámetros d_l y d_t separados por un guión, expresados en milímetros. En las mallas dobles el símbolo \emptyset irá seguido de la letra D

e) Las características del acero empleado en la fabricación de las mallas: Acero SD

f) La longitud l y la anchura b del panel expresadas en metros

g) Referencia a la norma de producto (UNE 36060:02)¹

Ejemplo:

ME 20x20 A ϕ 12- 12 B500SD 7.80x2.45 UNE36060:02

lo cual significa:

ME : Malla electrosoldada

20x20 : Separación longitudinal, s_l , y transversal s_t [cm].

A : Ahorro estándar

ϕ 12- 12 : Diámetro longitudinal, d_l , y transversal d_t [mm].

B500SD : Tipo de acero

7.80x2.45 : Longitud, l , y anchura, b , del panel [m].

UNE36060:02 : Norma de producto

Antes de colocar el hormigón se deben controlar las armaduras pasivas utilizadas, tanto barras como mallas electrosoldadas. Se debe revisar los certificados de fabricación, la ubicación correcta de las armaduras según los planos, la separación entre barras, longitudes de empalme, anclajes, ubicación de separadores para materializar el recubrimiento, etc.²

¹ NOTA: Recientemente se ha concluido la versión preliminar y ha entrado en periodo de información pública la norma UNE 36060:02 "Mallas electrosoldadas de acero con características especiales de ductilidad para armaduras de hormigón armado".

² En especial, en el caso de los ensayos a realizar sobre las mallas electrosoldadas, hay una nueva norma para los mismos, la UNE 36463:02, donde se recogen y detallan todos los ensayos precisos para el control de estas armaduras.

Construcción

5.1.2.1. Encofrados

Se puede utilizar cualquier tipo de encofrado, siempre que sea suficientemente rígido, resistente y estanco. En las obras actuales se encuentran tanto encofrados metálicos como de madera. La elección entre uno u otro depende generalmente de criterios económicos, equilibrando el mayor costo inicial de los metálicos su prolongada vida útil. A su vez los de madera presentan ventajas cuando las placas tienen formas irregulares. Entre los encofrados de madera se encuentran los clásicos machihembrados y los fenólicos, que proporcionan una superficie muy lisa.



Fotografía 5.1: Vista general de encofrados de placas macizas.

Se debe controlar el correcto montaje de los encofrados. Es conveniente verificar que el fondo del encofrado sea plano y este bien nivelado, para lograr así un canto uniforme. Deben quedar perfectamente sujetos, de forma que durante la consolidación y el endurecimiento del hormigón no se produzcan movimientos perjudiciales. Deben estar limpios en el momento del hormigonado. Previo a la colocación del hormigón se debe humedecer la superficie interior de los encofrados,

especialmente si son de madera, o colocar productos desencofrantes, para evitar que absorban agua de la mezcla y facilitar la remoción una vez que el hormigón ha alcanzado la resistencia adecuada.

5.1.2.2. Desencofrado

El plazo de retirada de fondos de encofrados y puntales depende de la evolución de la resistencia del hormigón, de forma que se puedan soportar, con suficiente seguridad y sin deformaciones excesivas, los esfuerzos a los que se encontrará sometida la estructura durante la operación de desencofrado y en los días posteriores. Por ello el plazo depende principalmente del tipo de cemento y los aditivos utilizados y de las condiciones ambientales.

En situaciones medias puede emplearse la siguiente fórmula para tener una idea aproximada del plazo de desencofrado, válida para el caso de utilizar cemento portland normal:

$$j = \frac{400}{\left(\frac{Q}{G} + 0.5\right)(T + 10)}$$

donde:

j : Número de días

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

G : Carga que actúa sobre el elemento al descimbrar, incluido el peso propio

Q : Carga que actuará posteriormente (Q + G = carga máxima total)

También, para el caso de utilizar cemento portland normal, se puede recurrir a los plazos de desencofrado que se obtienen de la Tabla 5.4.

Temperatura superficial del hormigón [°C]	≥ 24°	16°	8°	2°
Fondos de encofrados de losas	2 días	3 días	5 días	8 días
Puntales de losas	7 días	9 días	13 días	20 días

Tabla 5.4: Tiempos mínimos de desencofrado.

5.1.2.3. Separadores y calzos

Los separadores y calzos permiten materializar en obra el espesor del recubrimiento proyectado.

Los elementos a utilizar a este fin deben reunir condiciones de resistencia, rigidez y permeabilidad acordes al hormigón en el que se emplean.

Los materiales comúnmente utilizados son: hormigón, mortero, plástico rígido y similares, quedando prohibido (EHE, art. 37.2.5.) el empleo de madera, material residual de construcción o metal si los separadores quedarán vistos.

La Figura 5.1 muestra distintos tipos de separadores y calzos, mientras que la Figura 5.2 muestra disposiciones en planta y alzado de los mismos.

Las mallas que constituyen el armado general superior de las placas, han de distanciarse de la inferior en una altura determinada en función del espesor de la placa, de los recubrimientos y de los diámetros de las mallas. A tal efecto, se recomienda el empleo como distanciadores de armaduras básicas electrosoldadas en celosía, habitualmente utilizadas como parte del armado de las viguetas o semiviguetas prefabricadas de forjados unidireccionales y que pueden verse en la Figura 5.1 (izquierda) y en la Fotografía 17. Dada la importante rigidez que aportan estas celosías, su separación puede incrementarse respecto de la general recomendada en la fig. 5.2 para otro tipo de calzos o separadores de menor rigidez y resistencia.

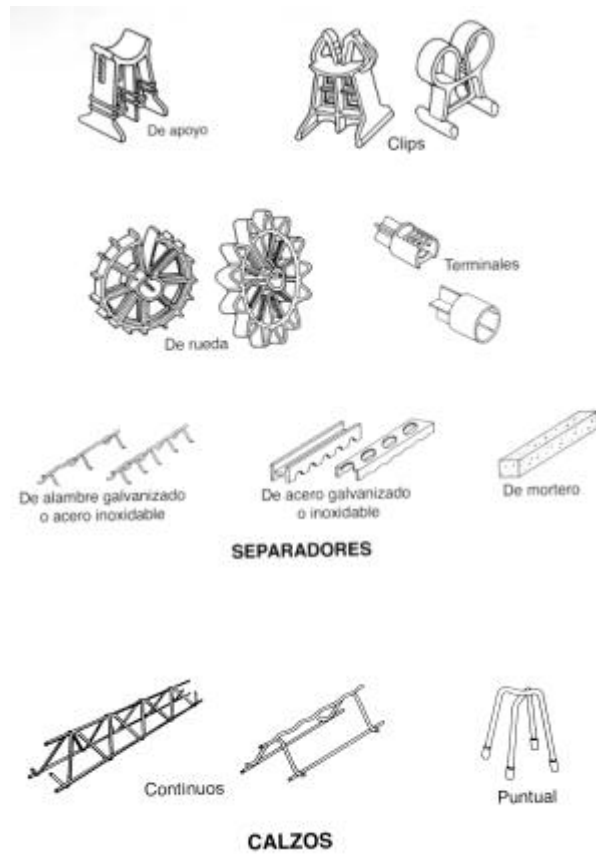


Figura 5.1: Disposición en planta de separadores y calzos

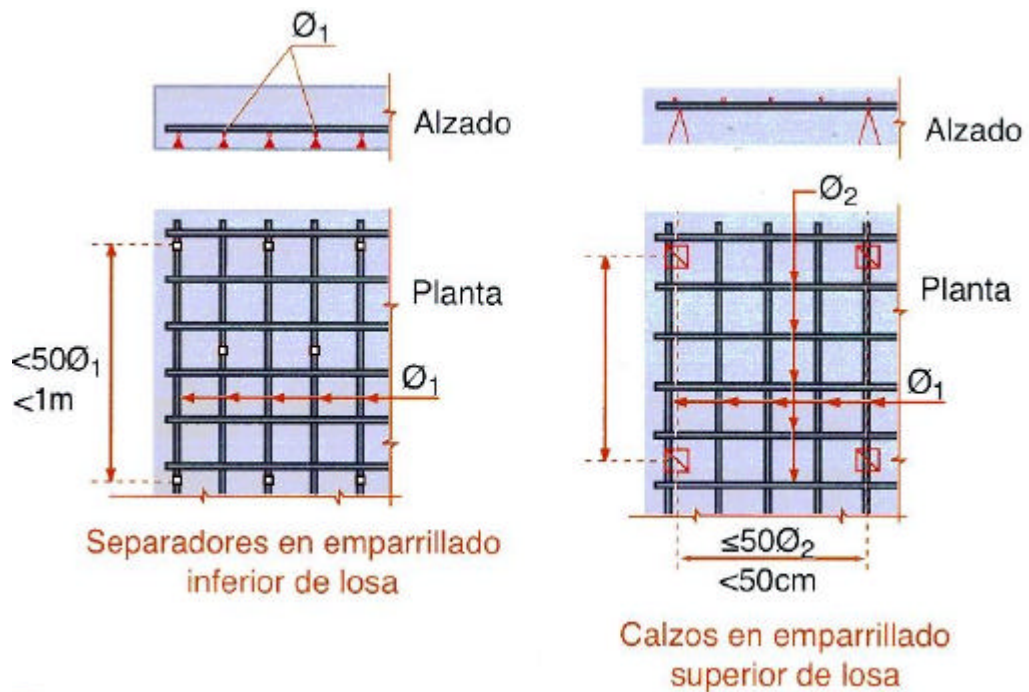
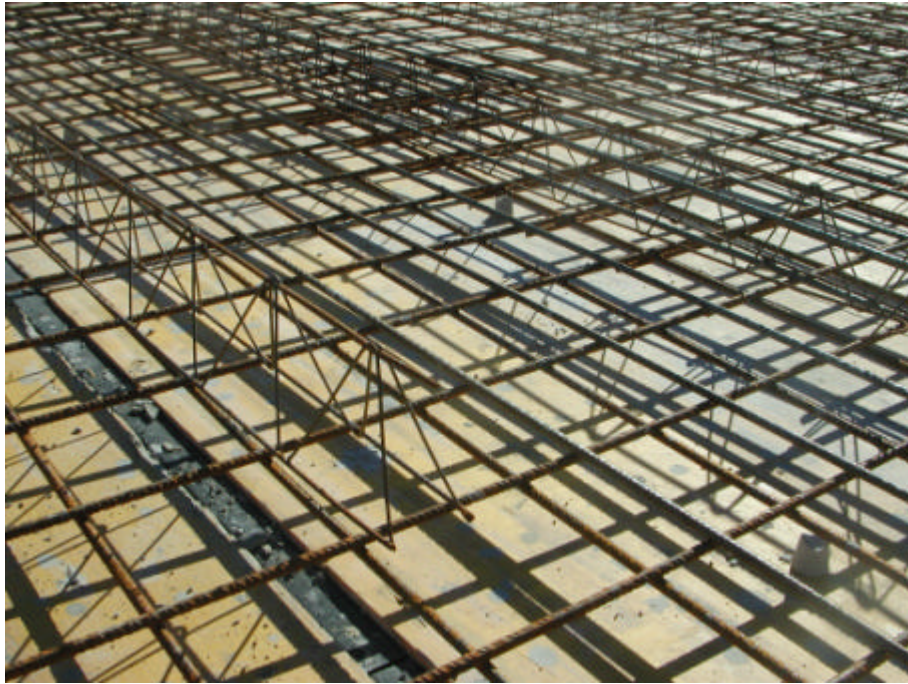


Figura 5.2: Separadores y calzos



Fotografía 17: Distanciadores constituidos por armaduras básicas electrosoldadas en celosía

5.1.2.4. Puesta en Obra del hormigón.

El vertido y colocación del hormigón debe efectuarse de forma que no se produzca disgregación. Una forma rápida y cómoda que se impone en la construcción de forjados “in situ” es la puesta en obra mediante bombeo. Para ello es conveniente utilizar consistencias blandas o fluidas, lo que frecuentemente lleva a la necesidad de utilizar aditivos plastificantes o superfluidificantes o emplear cemento puzolánico. El tamaño máximo del árido no debe exceder $\frac{1}{4}$ del diámetro de la tubería.

5.1.2.5. Compactación

Conviene garantizar que el vibrado sea suficiente para conseguir un hormigón compacto en la zona de recubrimiento, que es la más delicada de cara a la durabilidad.

Existen tres tipos de vibradores: internos, de superficie y externos. El vibrado en estructuras que se hormigonan “in situ”, se realiza normalmente con vibradores internos o de aguja. Estos consisten en una masa excéntrica dispuesta dentro de un tubo. La

“aguja” debe disponerse verticalmente dentro de la masa de hormigón, introduciéndola en cada tongada hasta alcanzar la capa subyacente, con el cuidado de no tocar las armaduras, ya que su vibración podría separarlas del hormigón. La aguja no debe desplazarse horizontalmente y debe retirarse lentamente para que el hueco que se forma al introducirla se cierre totalmente. La distancia entre los puntos de inserción debe ser del orden de una vez y media el radio de acción. Dado que la separación entre barras es generalmente grande, no suele haber problemas para introducir el vibrador entre las armaduras y garantizar una buena compactación del hormigón del paramento inferior.

No obstante, el uso de vibradores de aguja, en placas de gran superficie, puede resultar una operación lenta o requerir un gran esfuerzo de personal, el cual se encuentra pisando las armaduras del forjado. Por ello, en algunas ocasiones se realiza la compactación mediante vibrado superficial. Los vibradores de superficie consisten en una bandeja o regla con uno o más motores adosados que se desplaza por la superficie del hormigón. Se utilizan se encuentra muy difundida en la construcción de pavimentos de hormigón.

Por último, los vibradores externos se aplican sobre encofrados y moldes. Su utilización es frecuente en elementos prefabricados, pero no en construcción “in situ”.

5.1.2.6. Curado

Un buen curado es fundamental para evitar fisuración prematura por retracción y para evitar la evaporación del agua superficial que daría lugar a una insuficiente hidratación del cemento en la capa de recubrimiento y produciría un hormigón excesivamente poroso. Ello es especialmente importante en forjados, donde existe una gran superficie horizontal que en su cara superior puede estar sometida a asoleamiento y desecación. Por lo tanto conviene curar durante un tiempo suficiente, se recomiendan por lo menos 7 días en casos generales, con cementos normales y 4 días cuando se utiliza cemento de alta resistencia inicial, aunque estos valores y la intensidad del curado pueden variar en función de las condiciones de exposición ambiental, es decir temperatura, humedad, acción del viento e insolación directa, así como de la agresividad del ambiente en el que se encontrará la estructura en situación de servicio.

El curado debe comenzar apenas la capa superior de hormigón pierde brillo. Se puede realizar mediante diversos métodos, entre los que se encuentran:

- ◆ Aportando agua mediante regado superficial o colocación de capas de arena que se mantiene húmeda o métodos similares
- ◆ Evitando la evaporación, cubriendo la placa con plásticos o disponiendo pinturas especiales de curado, a base de resinas, que generan una película protectora. No obstante, este método es recomendable solo en hormigonado con temperaturas no muy altas.

5.1.2.7. Juntas de hormigonado

Es conveniente colocar el hormigón de todas las placas que tengan continuidad sin interrupciones en el tiempo, no dejando pasar más de una hora entre el hormigón proveniente de una amasada y el de la siguiente. Si embargo, si esto no fuera posible convendrá que la junta de hormigonado quede situada en las proximidades del cuarto de la luz, tratando de alejarse de las secciones de máximos esfuerzos.

Antes de reanudar el hormigonado debe limpiarse la junta de toda suciedad y material suelto, mediante cepillo de alambre o procedimiento similar. Conviene eliminar la capa superficial de mortero, dejando los áridos al descubierto, sin emplear ácidos u otros agentes corrosivos. Después de esta operación se humedece la superficie de la junta y se aplica una capa de mortero fresco de alrededor de 1cm de espesor. En algunos casos se emplean resinas epoxi para garantizar la continuidad de la junta, pero hay ensayos que muestran que el procedimiento antes descrito es igualmente eficiente.

5.2. Control de calidad

El objetivo del control de calidad en la construcción es comprobar que la obra terminada tiene las características de calidad especificadas en el proyecto, que serán las generales de las Instrucciones vigentes más las específicas contenidas en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares, a fin de garantizar el buen funcionamiento de la obra durante los plazos legalmente establecidos. La Instrucción de hormigón EHE establece una forma de efectuar el control de calidad con carácter preceptivo.

Hasta hace poco tiempo el control de calidad en la construcción lo realizaba el director técnico sobre la base de sus propios criterios. Actualmente se entiende que un buen control de calidad es el resultado de la acción conjunta entre el productor (control interno) y el receptor (control externo). Además, se han comenzado a incorporar técnicas estadísticas, muy utilizadas en otras industrias, como la mecánica o la eléctrica, para mejorar el procedimiento de control.

Un estudio completo del tema requiere analizar por separado las distintas fases del proceso constructivo y los sujetos responsables de las mismas. Dentro de cada fase debe haber un control de producción, para tener una seguridad razonable de que se están cumpliendo las especificaciones. En la transmisión de productos de una fase a otra debe haber un control de recepción por quien recibe el producto, para comprobar que se han cumplido las especificaciones previamente acordadas. El control de calidad está integrado por estos dos controles.

5.2.1. El control con relación a la seguridad

En toda estructura de hormigón armado construida habrá variaciones más o menos importantes respecto al proyecto. Estas diferencias pueden estar en la geometría de los elementos, en la posición de las armaduras, en la resistencia característica del hormigón, etc. Cuanto más intenso sea el control que se realice, mayor será la concordancia de la estructura construida con la proyectada y de esta forma habrá una mayor aproximación entre los coeficientes de seguridad reales que presente la estructura y los teóricos, obtenidos en el proyecto.

Por ello, el proyectista debe adaptar los coeficientes de seguridad que utiliza al grado de control que existirá al ejecutarse la estructura, de forma que el margen de seguridad real de la estructura construida será aproximadamente el mismo. Ello está contemplado en la Instrucción de hormigón EHE, al indicar diferentes valores de coeficiente de mayoración de acciones en función del control de la ejecución, al cual lo clasifica en tres niveles: reducido, normal e intenso.

5.2.2. Tareas a controlar en la construcción

Según la tarea controlada en una construcción, se puede clasificar el control de calidad en:

- ◆ Control de proyecto: Su objetivo es comprobar los niveles de calidad teóricos de la obra.
- ◆ Control de materiales: Su objetivo es comprobar que los materiales a utilizar cumplen las especificaciones del proyecto.
- ◆ Control de ejecución: Su objetivo es comprobar que se respeten las especificaciones establecidas en el proyecto, así como las recogidas en las Instrucciones vigentes.

5.2.2.1. Control de materiales

En el ámbito de las estructuras de hormigón armado, el control de materiales incluye:

El control de los componentes del hormigón: Se verifica la calidad del cemento, agua, áridos, aditivos y adiciones, teniendo en cuenta la Instrucción vigente EHE, más las específicas contenidas en el Pliego de Especificaciones Técnicas Particulares.

El control de la calidad del hormigón: Comprende el control de la consistencia del hormigón, de su resistencia y de aspectos relativos a su durabilidad. En el control de resistencia, por ejemplo, se define la forma de establecer lotes de control, el número de amasadas dentro de cada lote en el que se tomaran muestras y las acciones a seguir cuando no se alcance la resistencia característica. Estas últimas pueden ser una penalización económica al constructor, estudio mediante cálculos de la seguridad de los elementos afectados, realización de ensayos complementarios, como extracción de probetas del hormigón endurecido o incluso, prueba de carga de la estructura, dependiendo de la importancia de la diferencia entre la resistencia alcanzada y la de proyecto.

El control de la calidad del acero: Este control puede ser reducido o normal, en función del volumen de acero utilizado en la obra. Tanto en el reducido como en el normal se controlan los certificados de garantía extendidos por el fabricante, los diámetros suministrados, se verifica que no se formen grietas en la zona de doblado.

Adicionalmente, el control normal incluye verificaciones de las propiedades mecánicas: límite elástico, carga y alargamiento de rotura.³

5.2.2.2. Control de ejecución

Para el control de la ejecución se divide la obra en lotes, que son parte de la misma de un tamaño ni demasiado pequeño ni demasiado grande, de modo que el número de muestras sea representativo sin generar costes excesivos de control. En el caso de edificios, la Instrucción EHE propone lotes que no superen los 500 m², sin superar las dos plantas.

Para cada lote se debe inspeccionar una serie de aspectos. Algunos aspectos generales, de interés en la construcción de forjados de hormigón “in situ” son:

- ◆ Cimbras y andamiajes: Existencia de cálculo cuando fuera necesario, comprobación de planos, cotas y tolerancias, revisión del montaje.
- ◆ Armaduras: Tipo, diámetro y posición, corte y doblado, zonas de empalme y anclaje, almacenamiento, tolerancias de colocación, recubrimientos, separación.⁴
- ◆ Transporte, vertido y compactación: Tiempos de transporte, condiciones de vertido, forma de compactación, especialmente en las zonas de unión placa-pilar, acabado de superficies.
- ◆ Curado: Método aplicado, plazos, protección de superficie
- ◆ Desmoldeado y descimbrado: Sobrecargas de construcción, plazos de descimbrado, reparación de defectos.
- ◆ Aspectos geométricos: canto de la losa, alineación en planta de los pilares, desplome de pilares, excentricidad del eje de un pilar respecto del inferior, horizontalidad del forjado.

³ En relación con el control de las armaduras y con el fin de facilitar y agilizar el proceso, se recomienda el empleo de la lista de verificación (referida al material acero), que se adjunta.

⁴ A tal efecto, se recomienda el empleo de la lista de verificación (referida a la ferralla), que se adjunta

- ◆ Huecos: posición, dimensiones y armado.

El Proyectista deberá adoptar y definir un sistema de tolerancias de ejecución, que se incluirá en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares de las obras. También, en dicho documento deberán quedar establecidas las decisiones a seguir en caso de incumplimiento. En el Anejo 10 de la Instrucción EHE se propone como referencia un sistema de tolerancias de obras de hormigón.

5.3. Mantenimiento

El plan de mantenimiento de la obra debe estar planificado desde la etapa de proyecto, a fin de poder detectar a tiempo cualquier anomalía que pudiera producirse. En el caso de los forjados, dichas anomalías podrían consistir en aparición de fisuras, deformaciones excesivas, manchas de óxido, eflorescencias, humedades, sales, etc. De verificarse algunas de estas circunstancias se deberá identificar la causa que la motivó, estudiar si continúa avanzando o si se ha estacionado y analizar las implicaciones que pudiera tener para la seguridad y la durabilidad de la estructura.

Conviene elaborar un catálogo y un mapa de daños identificando su naturaleza, posición y, si se puede, su evolución, que podrá ser muy útil para realizar el proyecto y la ejecución de la reparación o la actualización del plan de mantenimiento.

6. PREDIMENSIONAMIENTO

En lo que sigue se dan recomendaciones a efectos de un predimensionado de los soportes y las placas, que se deberán tener en cuenta especialmente si el cálculo se realiza con métodos aproximados.

6.1. Soportes

Las dimensiones del soporte deberán cumplir con las siguientes condiciones simultáneamente:

- ◆ La dimensión mínima del soporte será de 25 cm.
- ◆ La dimensión mínima del soporte no será menor que el espesor de la placa, o que el espesor de la placa más el ábaco cuando este exista.
- ◆ La dimensión del soporte en cada dirección no será menor que $1/20$ de la mayor luz del vano adyacente en la dirección respectiva.

Si se trata de soporte circular, las condiciones se deben verificar para una sección cuadrada de igual perímetro.

6.2. Placas

- ◆ El espesor mínimo de la placa no será inferior a 12 cm ni a $1/32$ de la luz del vano mayor.
- ◆ El espesor mínimo de la placa no será inferior a 10 cm ni a $1/35$ de la luz del vano mayor cuando existan ábacos, cuya dimensión no sea inferior, en la dirección de cada vano, al tercio de su luz y siempre que el ábaco resalte como mínimo un cuarto del espesor de la placa.
- ◆ En la práctica, estos espesores mínimos pueden dar lugar a cuantías elevadas de armaduras o a problemas de deformaciones, por lo que conviene elevarlos a 15 cm o $1/30$ de la luz.

7. PROGRAMA CEL-LOSAS PARA PREDIMENSIONAMIENTO Y DISPOSICIÓN DE ARMADURAS

7.1. Alcance

Cel-Losas es un programa de cálculo preliminar cuyo objetivo es facilitar el predimensionamiento, armado y valoración económica de forjados en placa maciza de hormigón. Para ello utiliza un método simplificado de cálculo de esfuerzos desarrollado específicamente para esta aplicación. Sus limitaciones son las mismas que las del Método de los pórticos virtuales (apartado 3.2.3.4), por lo cual, aunque sólo admite cargas verticales, no tiene restricciones importantes en cuanto a diferencias de luces, cargas y desalineaciones de pilares, por lo que resulta de aplicación más amplia que el Método directo de pórticos regulares (apartado 3.2.3.3).

El programa, en el que se encuentra implementado el método, permite encajar una solución estructural en pocos minutos, proporcionando además una fácil interpretación de la geometría, esfuerzos y disposición del armado gracias a las herramientas de visualización que lleva incluido.

El programa permite considerar cargas permanentes y sobrecargas de uso, aparte del peso propio del forjado que lo tiene en cuenta en forma automática. En la etapa de cálculo, considera todas las combinaciones de carga posibles y las envolventes.

Los resultados que permite obtener el programa se pueden dividir en tres grupos: Valores de esfuerzos, armaduras y mediciones:

Valores de esfuerzos: Momentos flectores, cortantes y axiles

Armaduras: Armaduras longitudinales de tracción y compresión, obtenidas en estado límite último y comprobando que se satisface el estado límite de fisuración, de acuerdo con lo especificado en el apartado 3.3.6, de forma que si no se satisface, o bien se aumenta la cuantía o bien se disminuye la separación entre barras. Armaduras transversales por cortante. Tasa de agotamiento a cortante por compresión oblicua del hormigón. Cantos mínimos para los que no hay que disponer armadura de compresión.

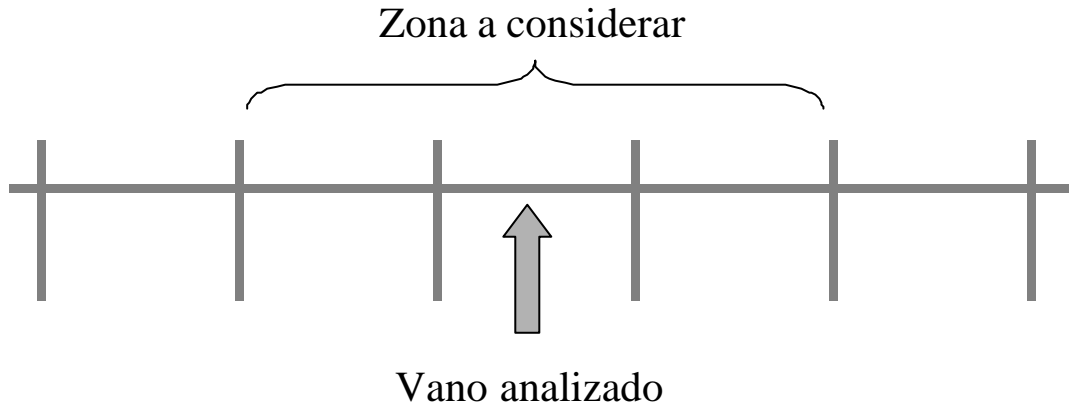
Cantos mínimos para los que no se agota el hormigón por compresión oblicua. Cantos mínimos para los que no hay que disponer armadura de cortante.

Mediciones de: Superficie del forjado, volumen de hormigón, peso y cuantía total de acero, peso de acero en las mallas electrosoldadas dispuestas como armaduras "base" superior e inferior, peso de acero en las armaduras de refuerzo superior e inferior.

7.2. Hipótesis de partida

Las principales hipótesis realizadas en el método de cálculo se detallan a continuación:

- Se analiza una planta aislada.
- La unión de los pilares con la placa en estudio puede ser rígida o articulada, mientras que el extremo opuesto de los pilares se considera siempre empotrado.
- Los esfuerzos en un vano solo dependen de las solicitaciones en el mismo y en los inmediatos adyacentes, tal como se esquematiza en la figura siguiente.

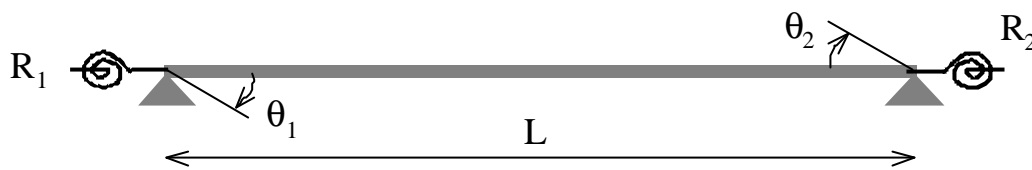


Esta última hipótesis se realiza con la intención de simplificar el cálculo y ganar velocidad en la ejecución del programa de ordenador en el que se encuentra implementado el método. Para verificar la validez de la misma se ha tomado un número suficientemente representativo de casos de placas macizas, con luces y cargas habituales dentro de la construcción de edificios, y se han comparado los resultados obtenidos con el método propuesto con los obtenidos con el método de los pórticos virtuales y con programas basados en el método de los elementos finitos, encontrándose diferencias menores del 5%.

7.3. Método de cálculo empleado

7.3.1. Rigideces

Considerando la simplificación señalada en el apartado anterior, el cálculo de un vano en análisis se reduce al caso siguiente:



donde:

θ_1 y θ_2 : Son los grados de libertad incógnitas del problema (giros)

R_1 y R_2 : Son las rigideces introducidas por los pilares y vanos adyacentes al estudiado.

La matriz de rigidez del módulo es:

$$K = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{bmatrix}$$

con:

$$k_{11} = k_{11}^V + R_1$$

$$k_{12} = k_{12}^V$$

$$k_{21} = k_{21}^V$$

$$k_{22} = k_{22}^V + R_2$$

Las rigideces k_{ij}^v corresponden al vano en estudio y se obtienen de las expresiones:

$$k_{11}^v = k_{22}^v = \frac{4EI}{L}$$

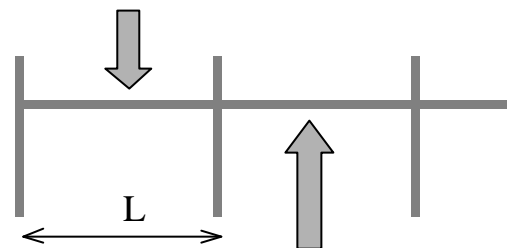
$$k_{12}^v = k_{21}^v = \frac{2EI}{L}$$

Los valores de R_1 y R_2 dependen de los vanos y pilares adyacentes.

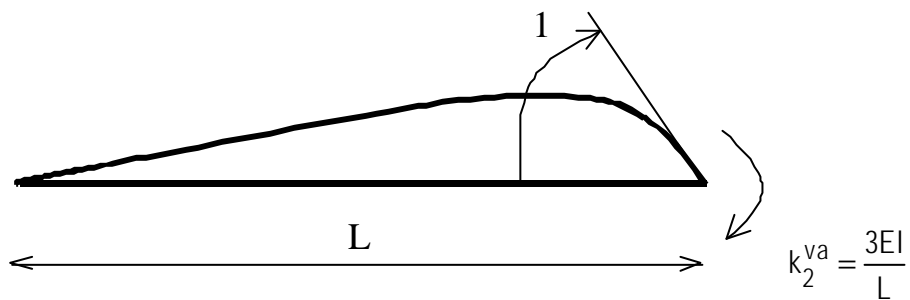
- Vanos adyacentes

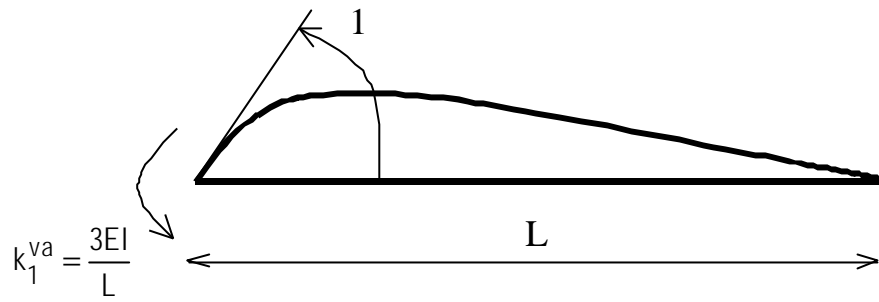
Si el vano adyacente es extremo:

Vano adyacente

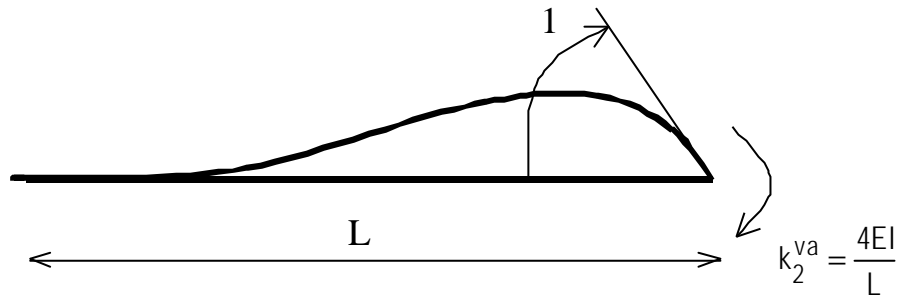
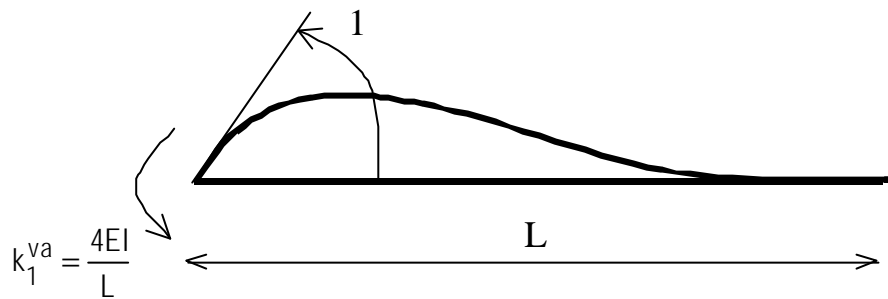


Vano
analizado



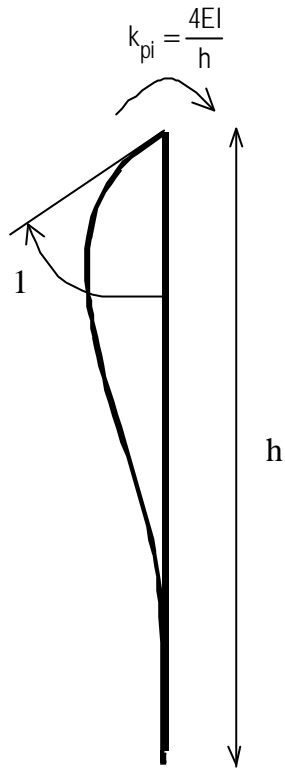


Si el vano adyacente no es extremo:

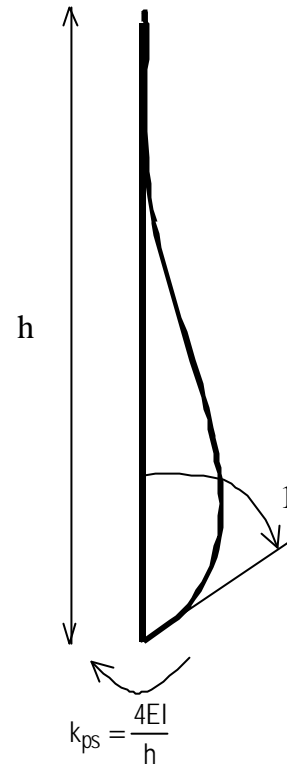


- Pilares

Tramo inferior:



Tramo superior:



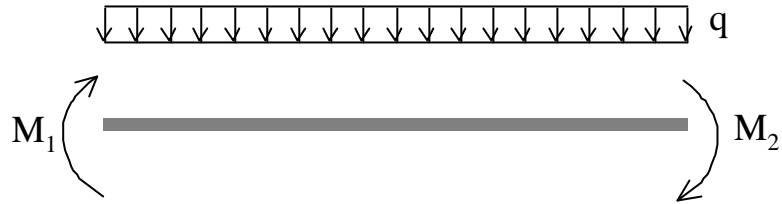
Sumando las rigideces existentes se obtiene:

$$R_1 = k_2^{va,1} + k^{pi,1} + k^{ps,1}$$

$$R_2 = k_1^{va,2} + k^{pi,2} + k^{ps,2}$$

7.3.2. Acciones

Las acciones contempladas en el modelo sobre el vano en estudio son:



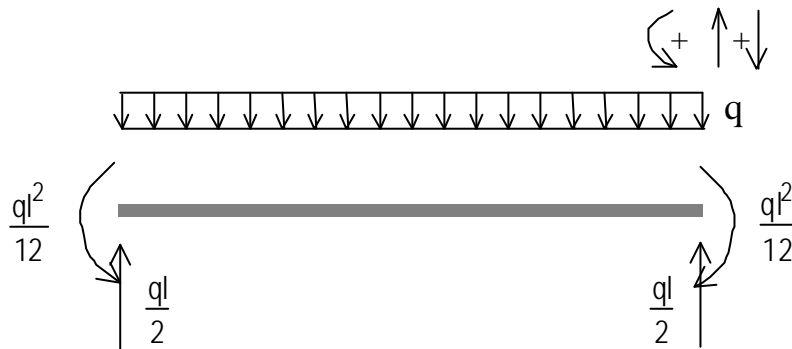
donde:

q: Carga externa uniforme

M_1 y M_2 : Momentos de extremos introducidos por las vinculaciones exteriores.

Los momentos de empotramiento correspondientes a las acciones en los vanos son:

Vano en estudio:

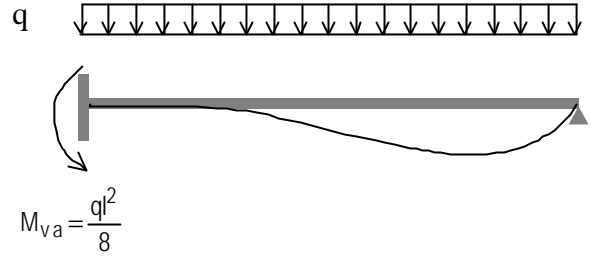
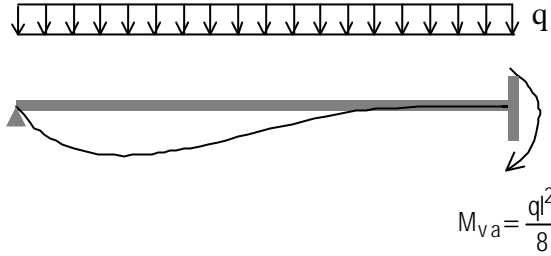


$$M_1^v = -\frac{qL^2}{12} \quad Q_1^v = -\frac{qL}{2}$$

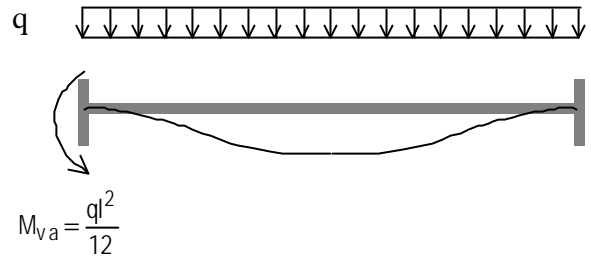
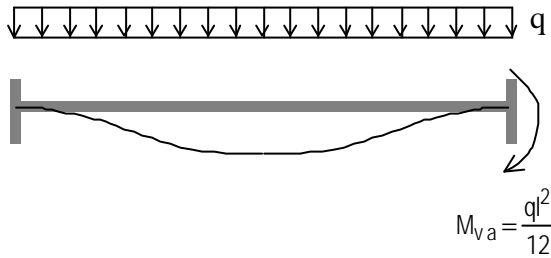
$$M_2^v = \frac{qL^2}{12} \quad Q_2^v = -\frac{qL}{2}$$

- Vanos adyacentes

Vano adyacente extremo:



Vano adyacente no extremo:



Ensamblando las contribuciones de cada vano, las fuerzas exteriores producen los siguientes esfuerzos eficaces con los grados de libertad:

$$M_1 = -M_1^V - M_2^{Va}$$

$$M_2 = -M_2^V - M_1^{Va}$$

Los grados de libertad incógnita se pueden conocer resolviendo el sistema de ecuaciones siguiente:

$$f = K d$$

donde:

$$f = \begin{bmatrix} M_1 \\ M_2 \end{bmatrix} \quad K = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{bmatrix} \quad d = \begin{bmatrix} \theta_1 \\ \theta_2 \end{bmatrix}$$

Resolviendo el sistema:

$$\theta_1 = \frac{1}{|K|} (k_{22} M_1 - k_{12} M_2)$$

$$\theta_2 = \frac{1}{|K|} (-k_{21} M_1 + k_{11} M_2)$$

Siendo $|K|$ el determinante de la matriz de rigidez

$$|K| = k_{11}k_{22} - k_{12}k_{21}$$

Una vez resuelto el sistema se obtienen los esfuerzos en el vano:

Esfuerzos debidos a los desplazamientos de los grados de libertad:

$$M^G(x) = M_0 - \frac{M_L + M_0}{L} x$$

donde:

$$M_0 = k_{11}\theta_1 + k_{21}\theta_2$$

$$M_L = k_{12}\theta_1 + k_{22}\theta_2$$

$$Q^G(x) = -\frac{M_L + M_0}{L}$$

Esfuerzos debidos a la actuación de la carga uniforme sobre el vano analizado:

$$M^L(x) = -\frac{q}{12} (L^2 - 6Lx + 6x^2)$$

$$Q^L(x) = \frac{q}{2} (L - 2x)$$

Superponiendo ambos esfuerzos se obtienen las leyes de esfuerzos totales sobre el vano:

$$M(x) = M^G(x) + M^L(x)$$

$$Q(x) = Q^G(x) + Q^L(x)$$

7.4. Distribución de Momentos

La distribución de momentos entre bandas de pilares y banda central se realiza de la misma forma que en el Método de los pórticos virtuales, según se trató en el apartado 3.2.3.4.5 de este documento.

7.5. Ejemplo de aplicación

Con el objeto de ilustrar en el manejo del programa se plantea el siguiente ejemplo.

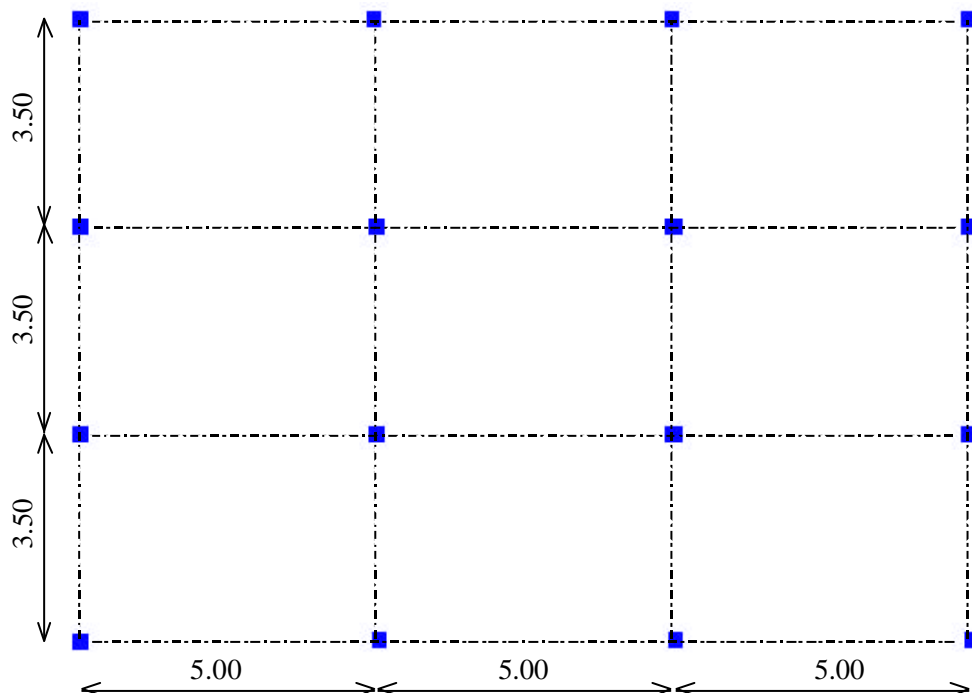
Forjado de placas macizas de hormigón, con disposición en planta como se muestra en la figura.

Los pilares se encuentran vinculados rígidamente a las placas. Tienen una sección transversal de $0.35 \times 0.35 \text{ m}^2$, tanto en el tramo superior como en el inferior. La altura de ambos tramos es de 2.50 m.

El hormigón considerado es H-25 (resistencia característica de 25 MPa) y el acero es del tipo B-500SD (acero soldable de alta ductilidad y con un límite elástico nominal $f_y = 500 \text{ MPa}$).

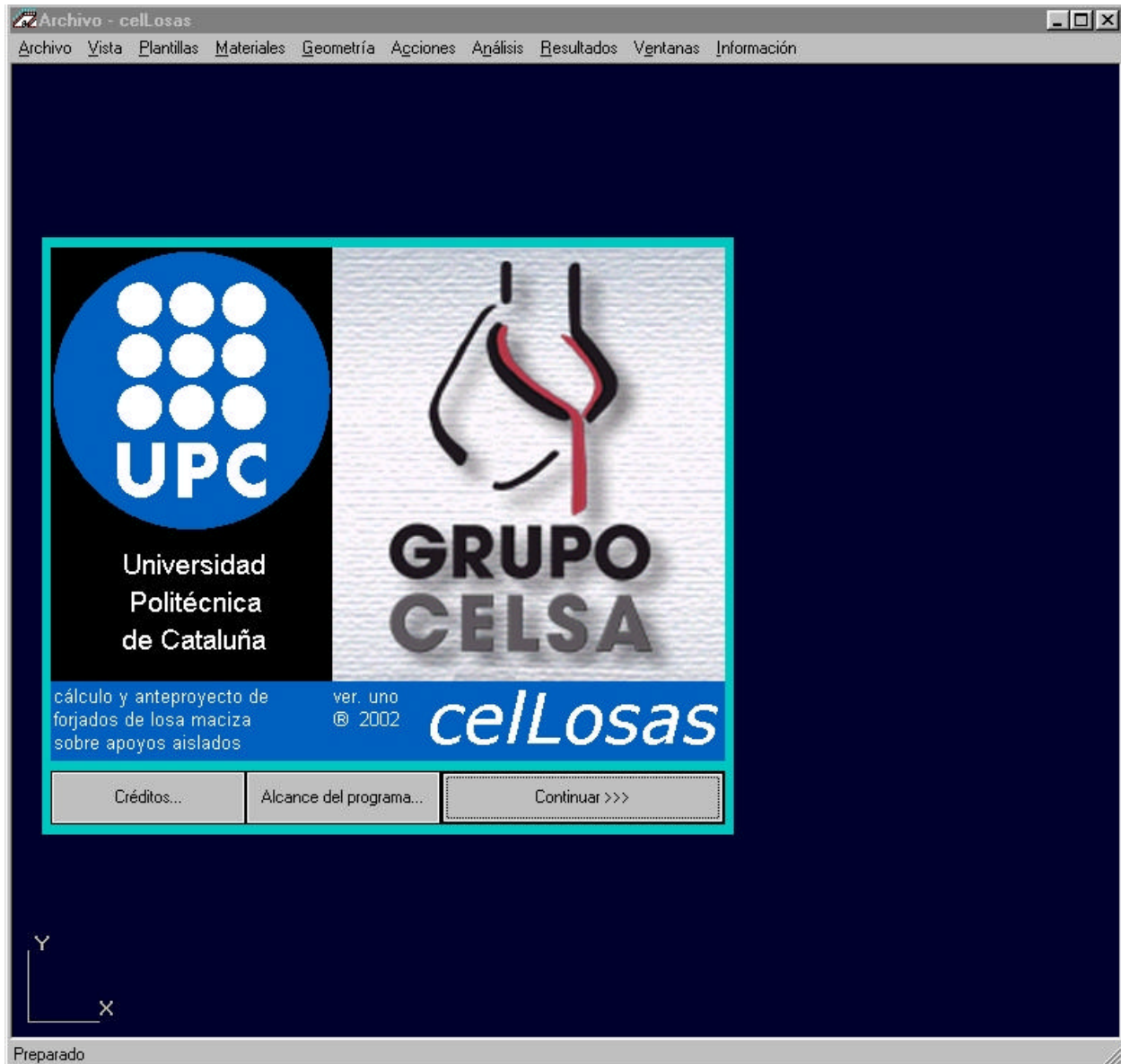
Las cargas a considerar serán, además del peso propio, una carga permanente de 1.5 KN/m^2 y una sobrecarga útil de 3 KN/m^2 .

Se quiere conocer un predimensionamiento de la placa así como la cuantía estimada de acero necesaria para poder encajar el precio del forjado.



A continuación se describen los pasos principales para resolver el problema mediante el programa Cel-Losas.

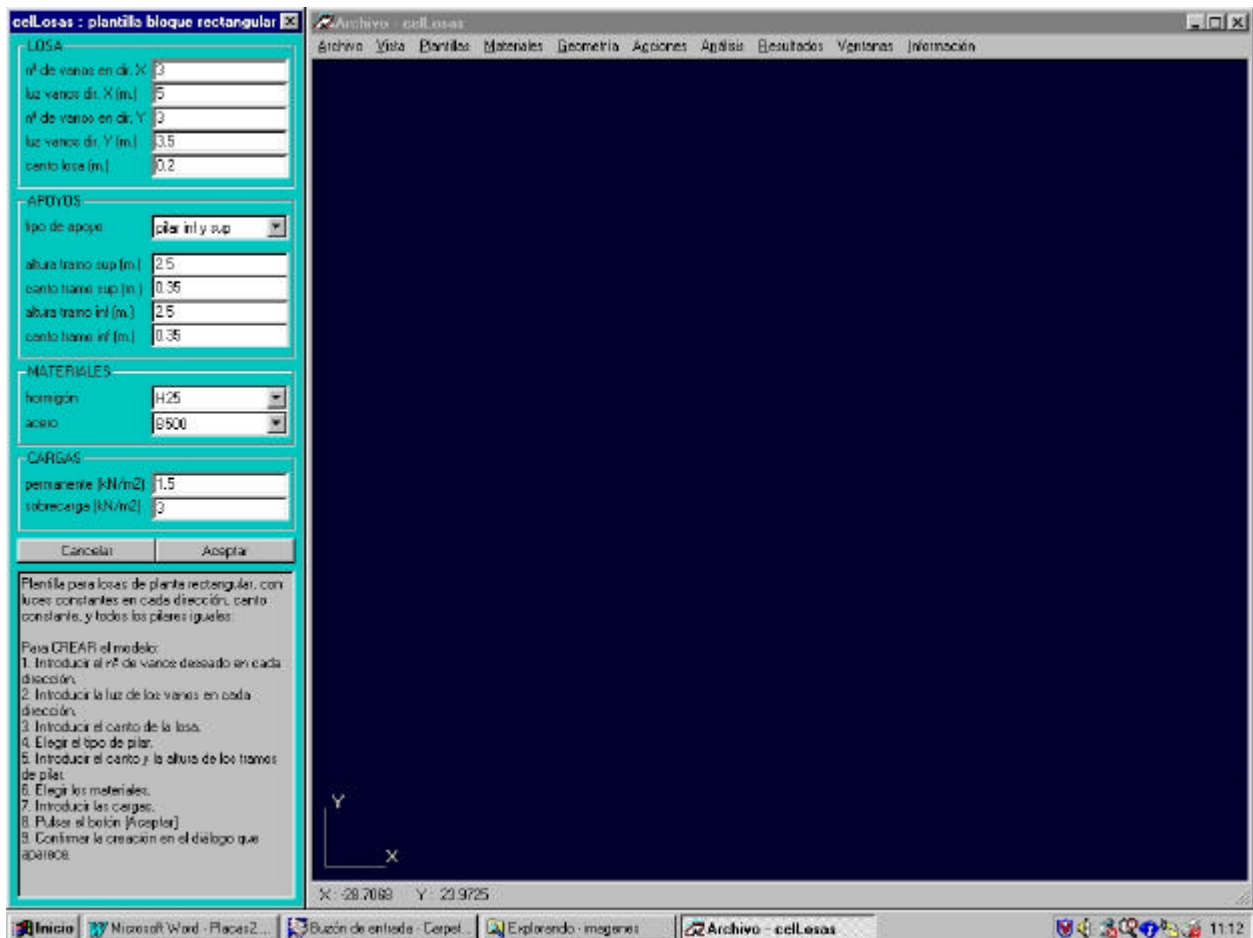
Al ejecutar el programa aparece la siguiente pantalla en el ordenador:



Activando la casilla continuar se cierra el cuadro de presentación.

Como la planta del forjado planteado tiene luces iguales en ambas direcciones, se puede introducir la geometría, las características de los materiales y las cargas de forma rápida. Esto se realiza eligiendo en el menú desplegable superior la opción **Plantilla** y luego **bloque rectangular**.

Al realizar esto último, aparece un cuadro auxiliar que se despliega junto a la pantalla principal, como se muestra en la figura.



A continuación se deben introducir en las casillas correspondientes los siguientes datos:

- Número de vanos y luces en cada dirección y el canto del forjado.
- El tipo de apoyos, es decir si los pilares tienen continuidad por arriba y por debajo del forjado o si sólo se sitúan por arriba o sólo por debajo. Además, se debe introducir la altura y dimensión transversal del pilar en el tramo superior y/o inferior.
- Las características del hormigón y del acero a utilizar. El programa propone optar por los materiales de uso frecuente, pero permite también al usuario crear un material distinto. Además, el programa propone por defecto el empleo de un acero de calidad B500SD (Acero soldable de alta ductilidad y límite elástico 500 MPa).

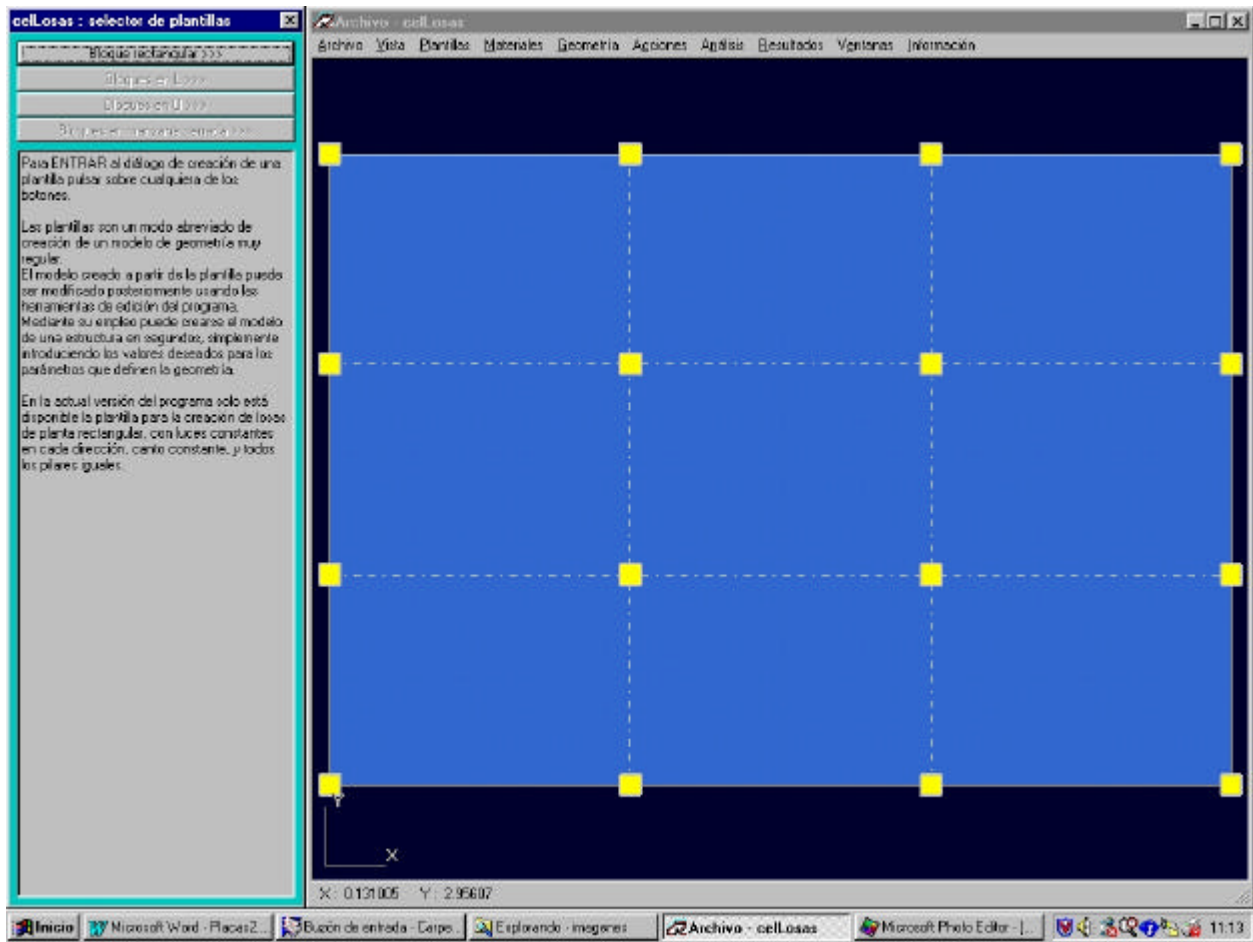
- Las cargas permanentes y la sobrecarga, que se consideraran adicionalmente al peso propio del forjado. El programa considera siempre por defecto dicho peso propio.

Si la planta no tuviera la regularidad propuesta sino, por ejemplo luces distintas en cada dirección, la introducción de estos datos se realiza mediante las siguientes casillas del menú desplegable superior:

- **Materiales**
- **Geometría**
- **Acciones**

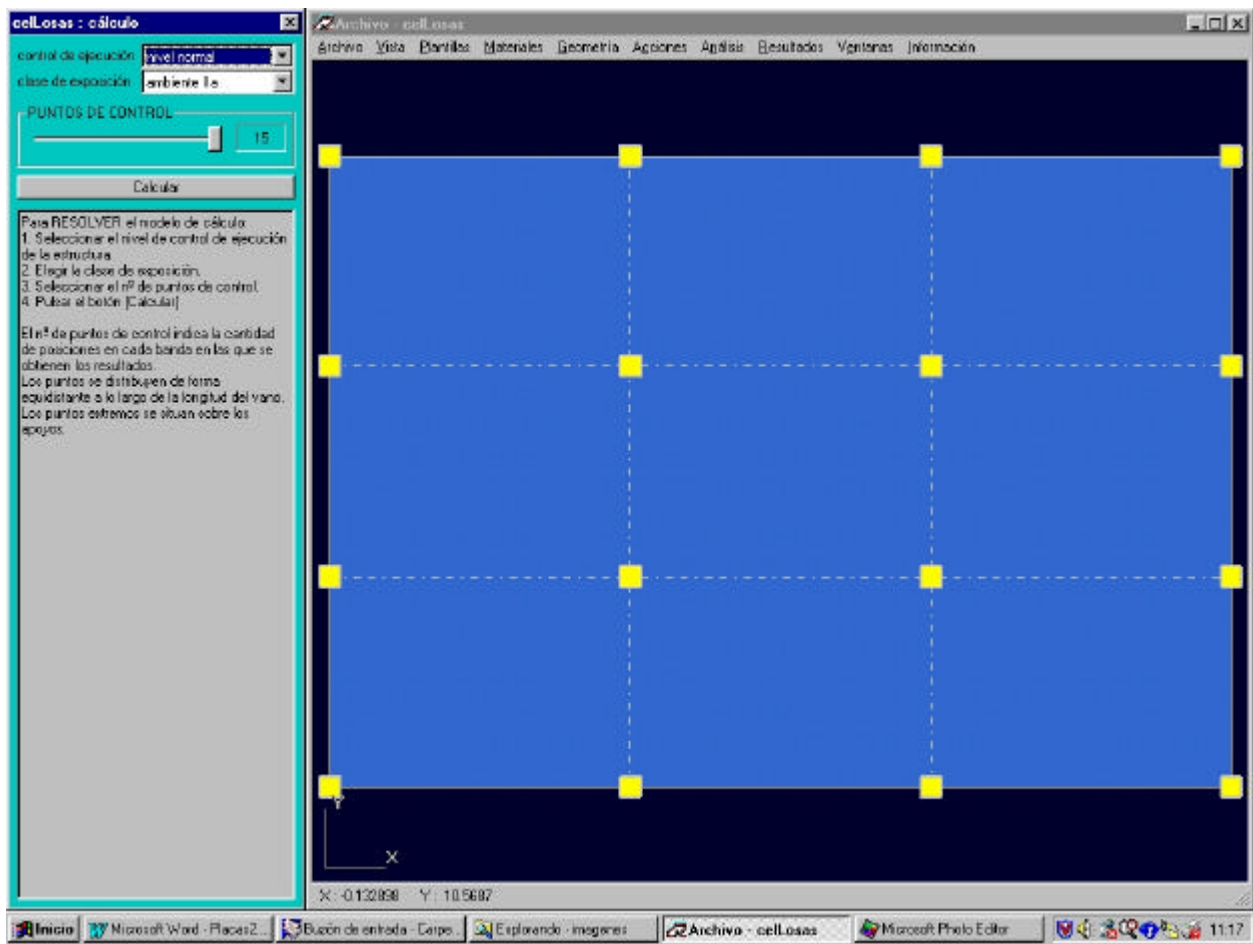
Siempre pulsando la tecla **F1** se puede obtener una ayuda de cómo introducir los datos.

Después de introducidos los datos citados aparecerá la estructura dibujada en planta como se muestra en la figura.



Con el cursor dispuesto sobre la pantalla principal, se puede activar el botón derecho del ratón y variar el tamaño de la vista (zoom).

El paso siguiente es proceder al cálculo de la estructura, para la cual se debe elegir **Análisis**, en el menú desplegable superior y luego **Calcular**. Después de ello aparecerá una pantalla como la que se muestra a continuación donde se debe elegir un control de ejecución y una clase de exposición, tomando como referencia los valores de la Instrucción EHE.



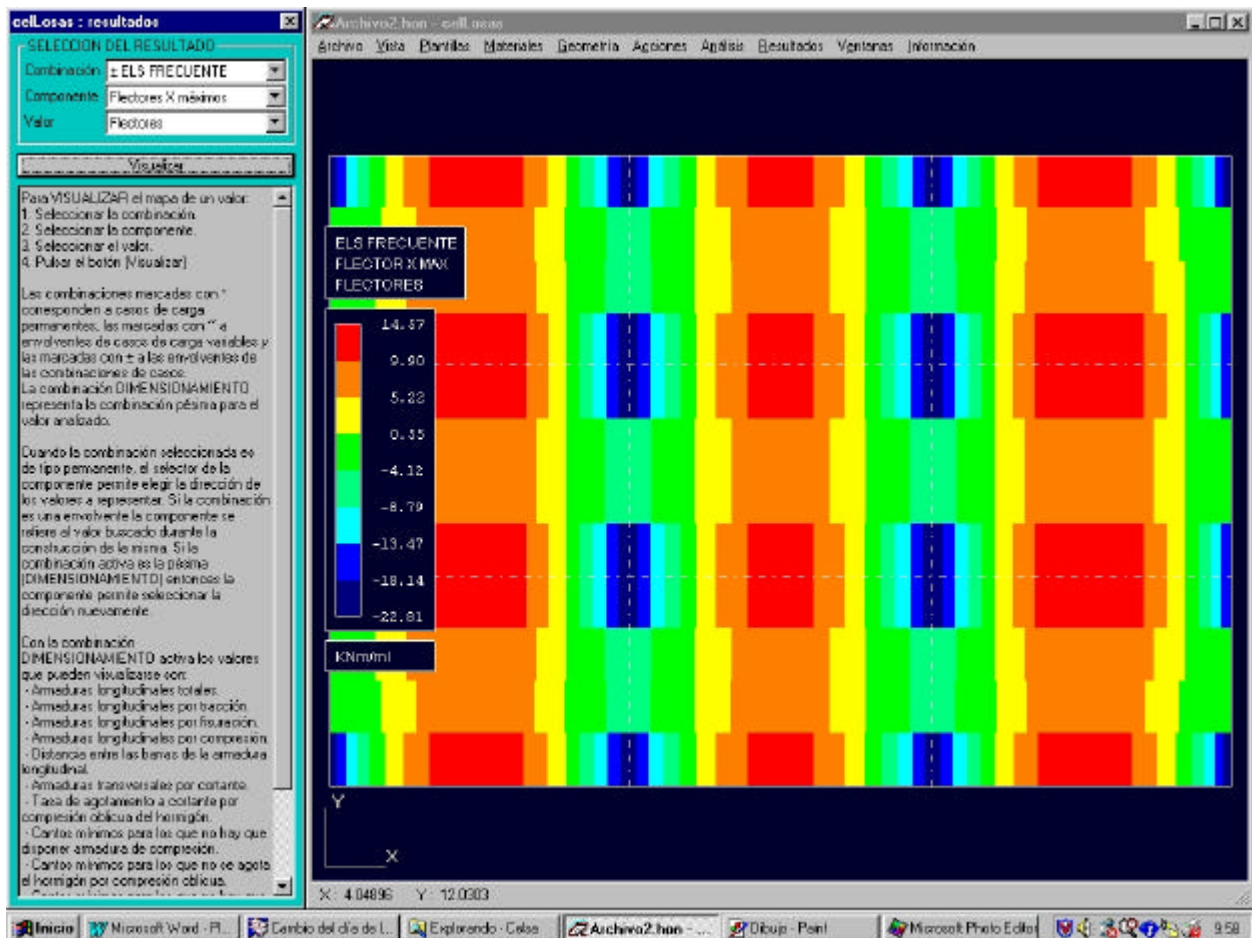
Además, se debe elegir el número de puntos de control, es decir la cantidad de posiciones en cada banda en las que se obtienen los resultados. Los puntos se distribuyen de forma equidistante a lo largo de la longitud del vano, ubicándose siempre los puntos extremos sobre los apoyos. El programa propone por defecto emplear 9 puntos de control, admitiendo como mínimo 5 y como máximo 15.

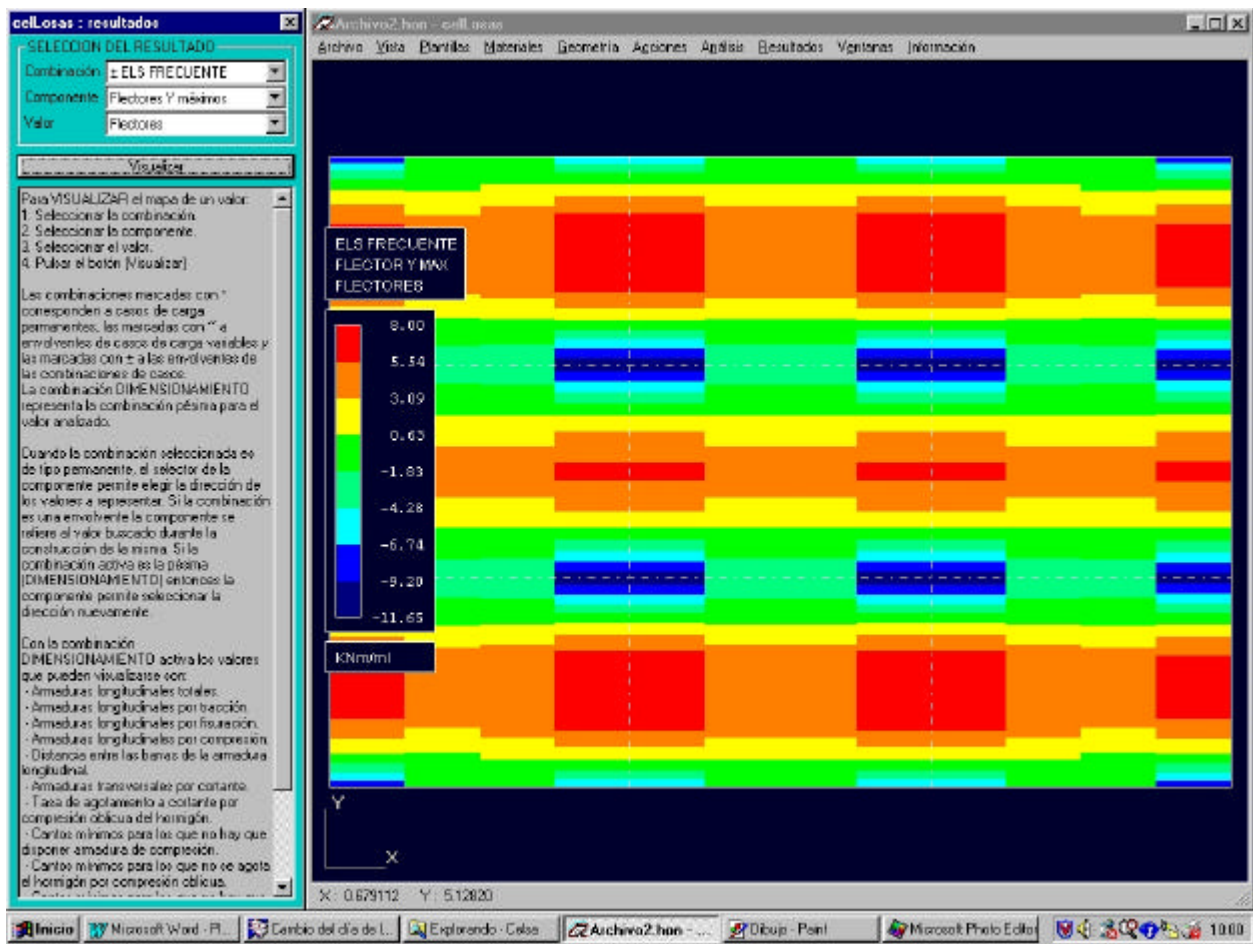
Después de esta operación ya se pueden analizar los resultados, para ello se elige **Resultados**, en el menú desplegable superior y luego se puede optar entre: **Valores**, **Armaduras** o **Mediciones**.

Valores, muestra solicitaciones, ya sean flectores o cortantes. Se debe elegir la dirección, X o Y y el tipo de carga. Esta última puede corresponder a una carga aislada, por ejemplo carga permanente, a envolventes de casos de carga variables o a las envolventes de las combinaciones de casos de carga.

La combinación DIMENSIONAMIENTO representa la combinación pésima para el valor analizado.

A continuación se muestra una salida de resultados correspondiente a Momentos flectores en la dirección X y otra Momentos flectores en la dirección Y.



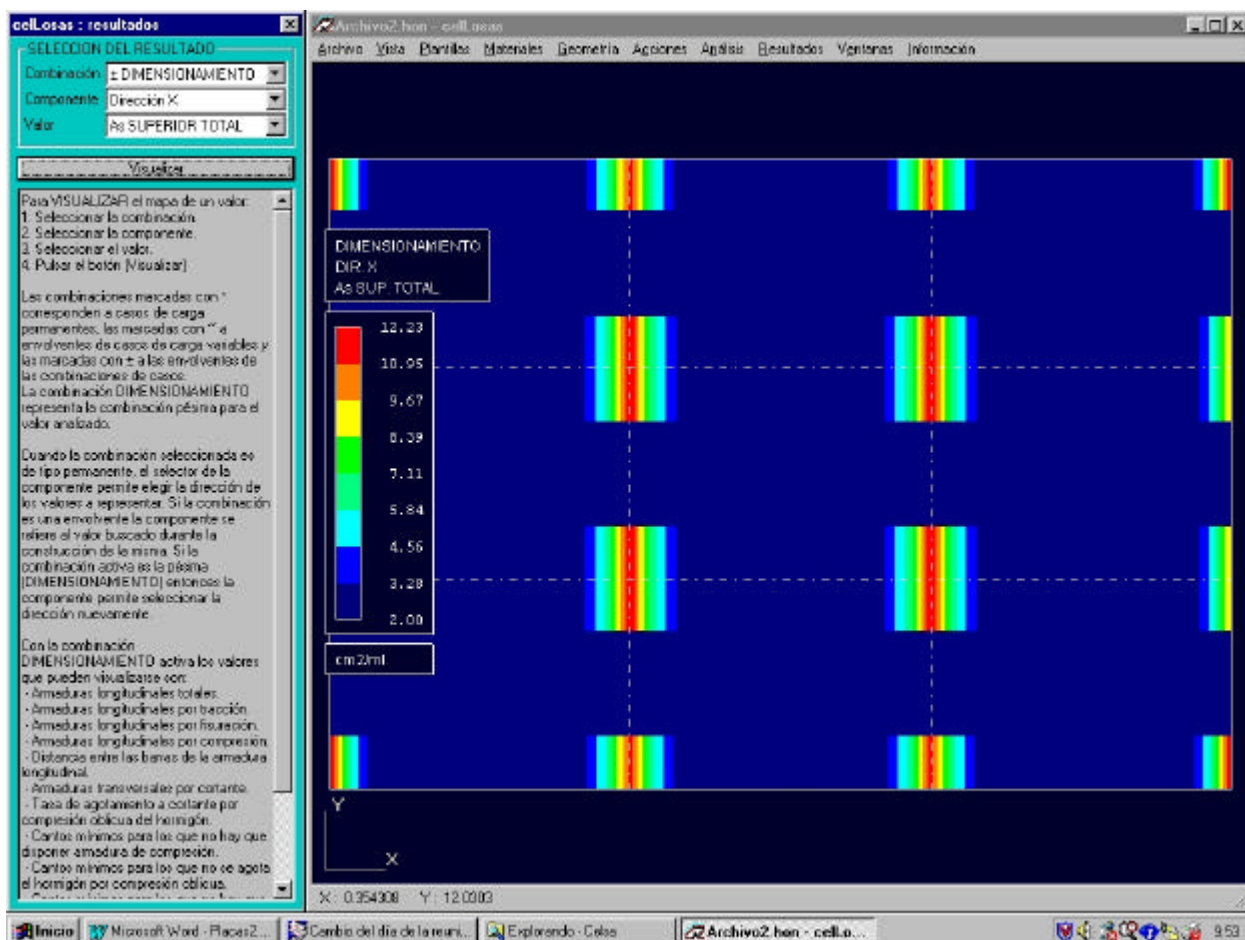


Con la combinación DIMENSIONAMIENTO activa los valores que pueden visualizarse son:

- Armaduras longitudinales totales.
- Armaduras longitudinales por tracción.
- Armaduras longitudinales por fisuración.
- Armaduras longitudinales por compresión.
- Distancia entre las barras de la armadura longitudinal.
- Armaduras transversales por cortante.
- Armaduras de punzonamiento
- Tasa de agotamiento a cortante por compresión oblicua del hormigón.
- Cantos mínimos para los que no hay que disponer armadura de compresión.

- Cantos mínimos para los que no se agota el hormigón por compresión oblicua.
- Cantos mínimos para los que no hay que disponer armadura de cortante.

Así, en la figura siguiente se muestra el resultado correspondiente a la armadura superior total en la Dirección X



Hay que tener presente que este programa es una herramienta muy rápida que permite encajar y predimensionar forjados a base de placas macizas de hormigón, así como estimar y comparar su coste económico. Las cuantías de las armaduras de **punzonamiento** las calcula y las adiciona a las cuantías de las armaduras de flexión, proporcionando unas cuantías totales de acero por m².

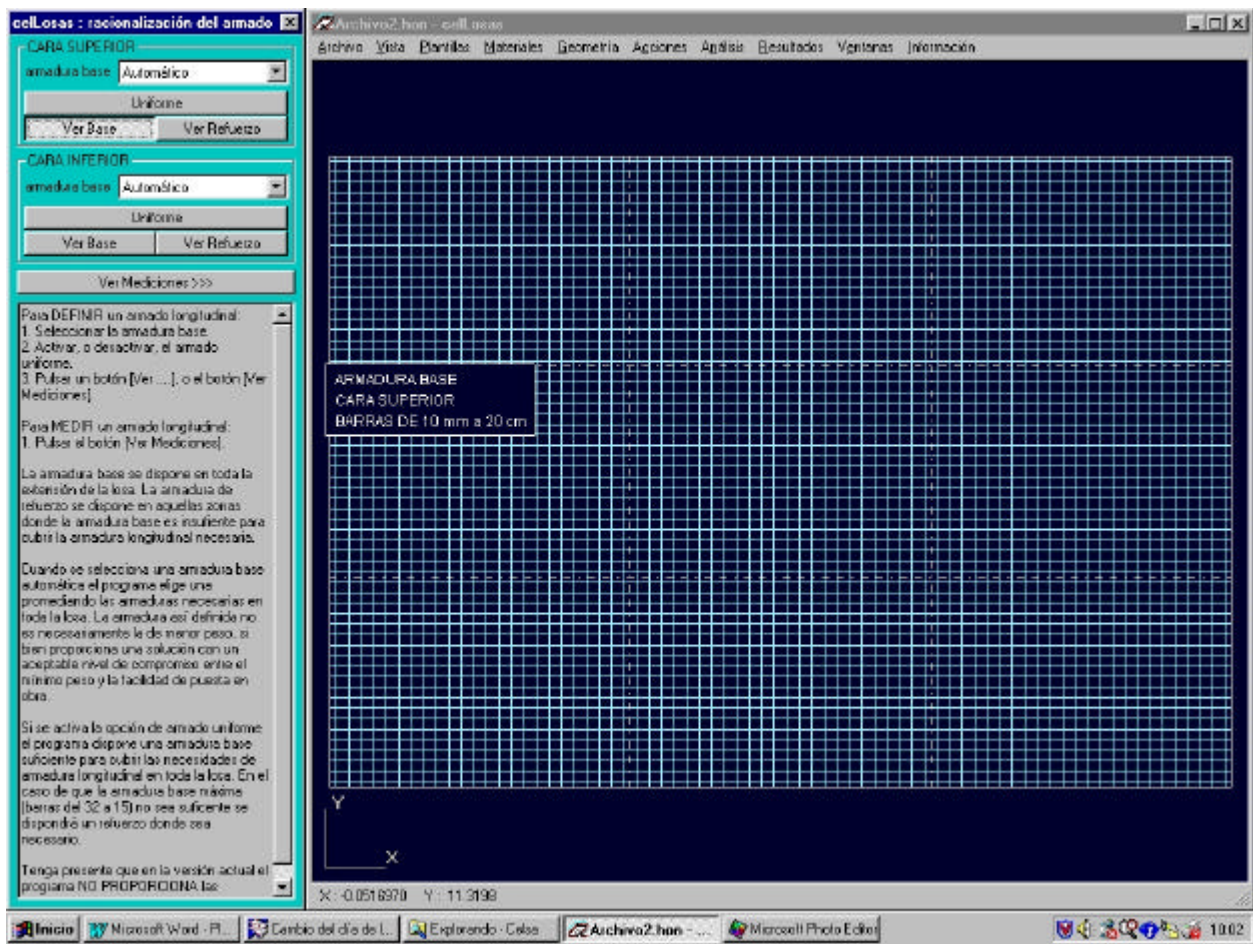
Sin embargo, el programa en la versión actual **NO TIENE EN CUENTA**, al calcular los pesos de las armaduras y las cuantías por m² de las mismas, la repercusión de las **armaduras de cortante** si fuesen necesarias. En general, en estos elementos se evita,

por la complicación de la ejecución, la disposición de armaduras de cortante, mediante el incremento del espesor de la losa hasta que dicha armadura deja de ser necesaria. Por el contrario, cuando se trata del punzonamiento, es habitual disponer armaduras al respecto. Por ello, el programa **SI INDICA** en este caso los valores de las secciones de acero necesarias por **punzonamiento** alrededor de aquellos pilares que lo precisan y considera el peso de las armaduras correspondientes en las mediciones.

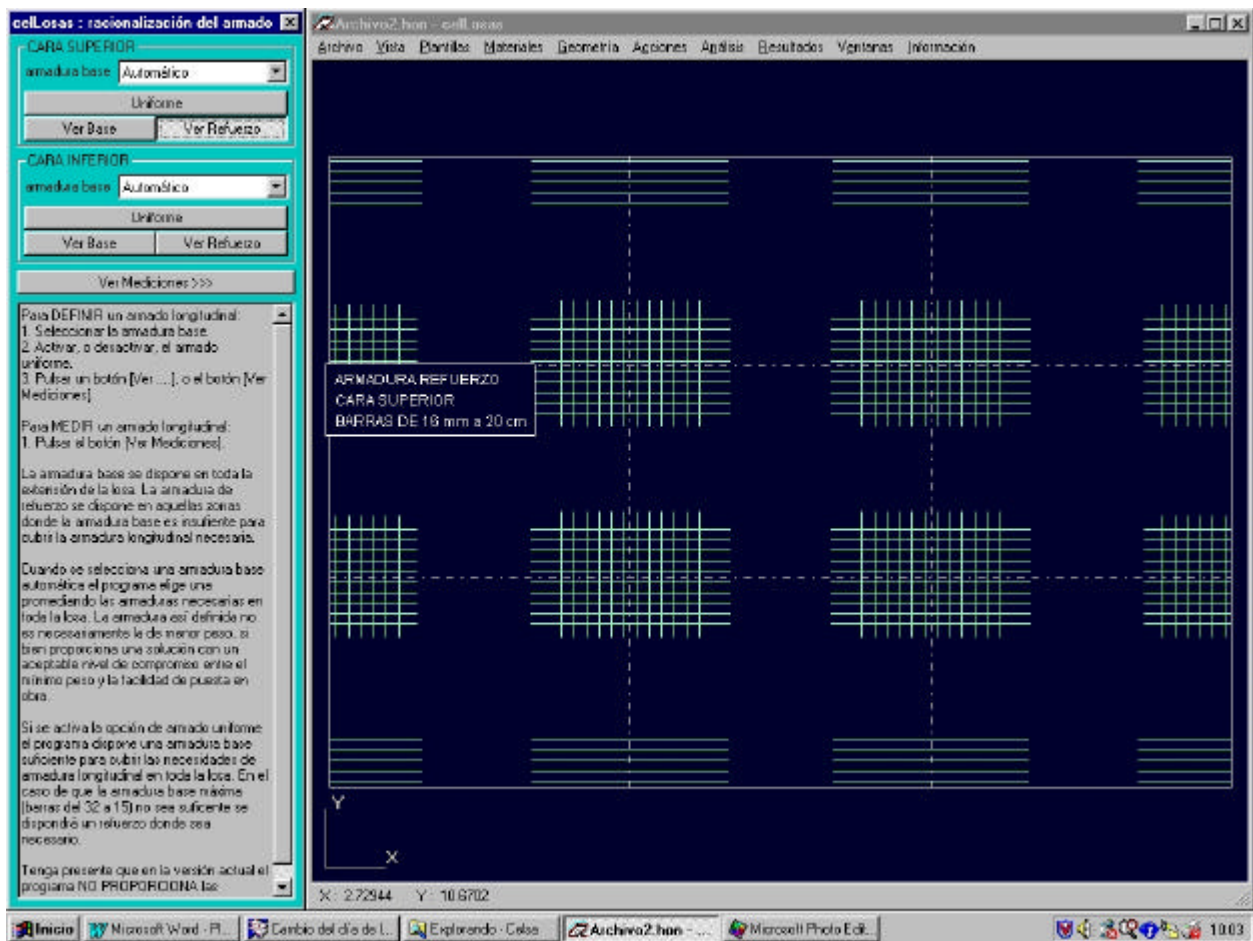
La otra opción que se puede elegir en **Resultados** es **Armaduras**, mediante la cual se puede visualizar un armado esquemático en una u otra dirección, tanto en la cara inferior como en la superior del forjado.

En el programa se emplean los términos “armadura base”, para referirse a aquella que se dispone en toda la extensión de la losa, y “armadura de refuerzo”, en referencia a la que se dispone en las zonas donde la armadura base es insuficiente para cubrir el valor necesario.

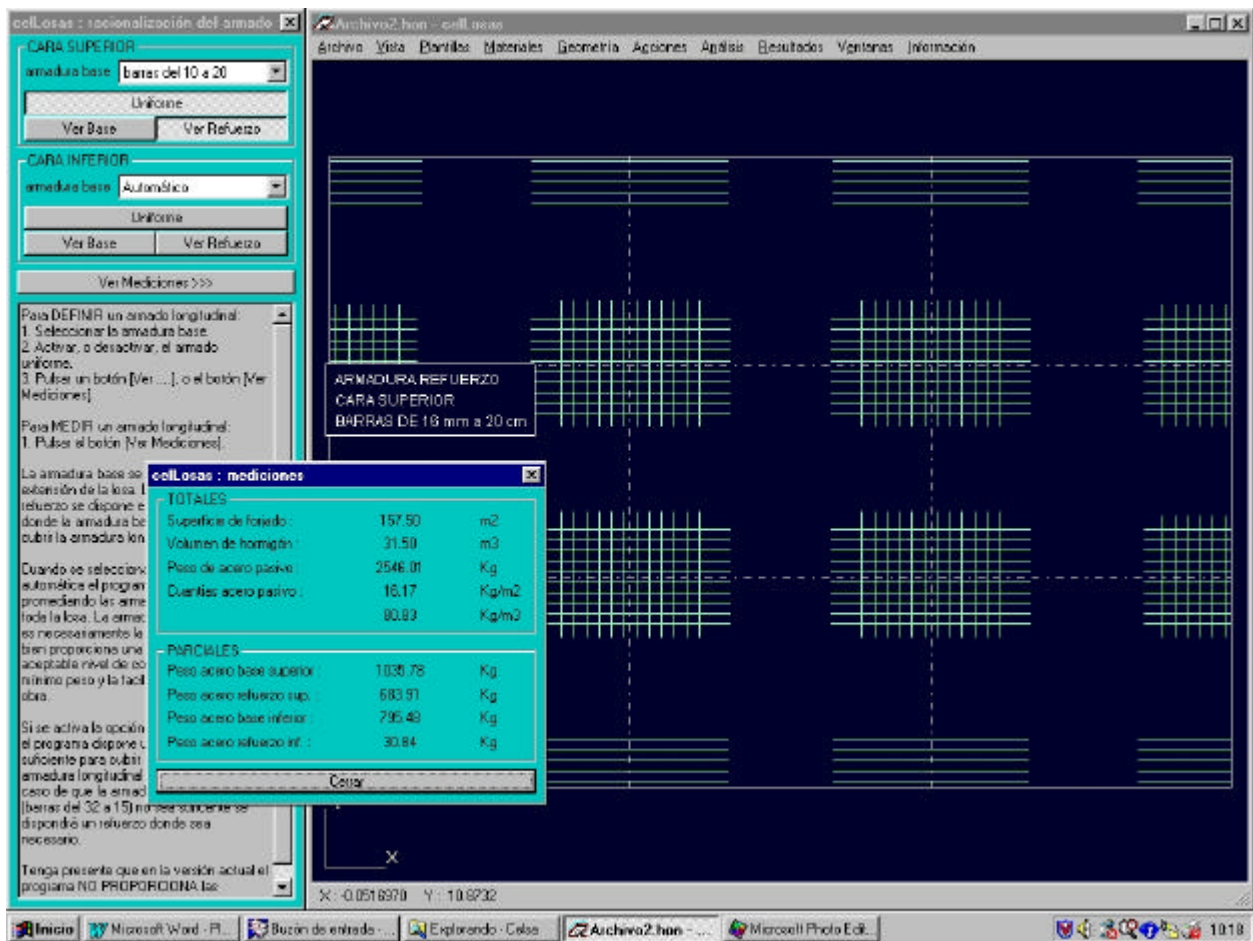
En el caso del ejemplo, el programa propone en primera instancia una armadura base, para la cara superior consistente en una malla formada por barras de 10 mm de diámetro cada 20 cm, como se muestra en la figura, que se obtiene al elegir en el cuadro armadura base **Automático** y activar la casilla **Ver Base**.



Activando la casilla **Ver Refuerzo**, se obtiene la cantidad y ubicación del refuerzo sugerido, en este caso barras de 16 mm cada 20 cm, como se muestra en la figura.



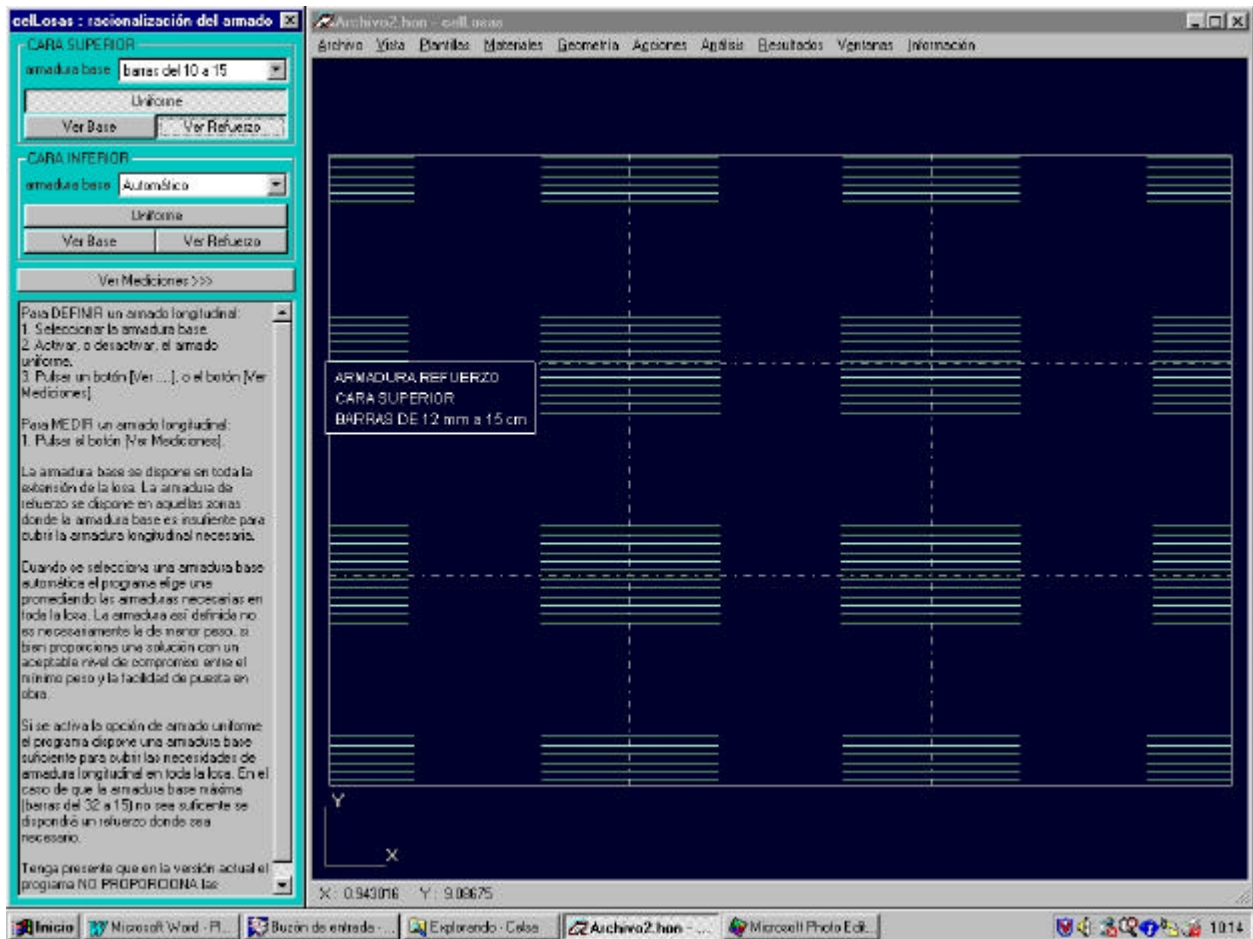
Para esta combinación de armaduras es posible conocer la cantidad de acero necesario, lo cual se puede obtener activando la casilla **Ver Mediciones** desde el cuadro auxiliar o desde la opción **Resultados** del menú desplegable. Al hacerlo, aparece otro cuadro auxiliar, como se muestra en la próxima figura, que además da informaciones sobre volumen de hormigón, peso de acero, cuantía de acero, etc.



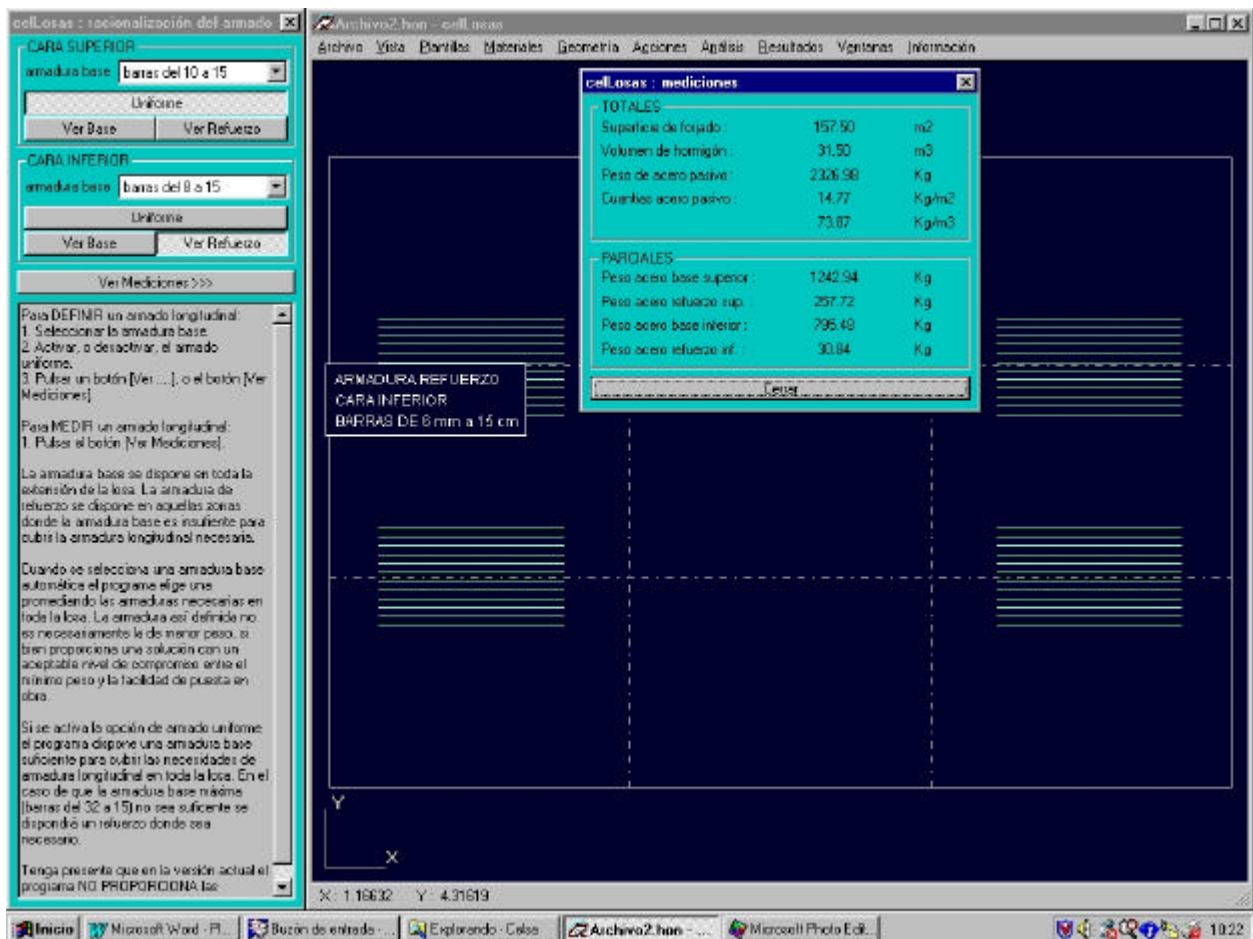
En este caso, se observa que la cantidad total de acero estimada como armaduras de la zona estudiada es de 2546 kg (cuantía de acero de 16.17 Kg/m²). Estas cantidades incluyen los incrementos en peso de acero previstos en función de los solapos necesarios para las mallas electrosoldadas. A su vez, el volúmen de hormigón es de 31.5 m³.

Cuando se selecciona una malla electrosoldada base automática el programa elige una promediando las armaduras necesarias en toda la losa. La armadura así definida no es necesariamente la de menor peso, si bien proporciona una solución con un aceptable nivel de compromiso entre el mínimo peso (cuantía de acero) y la sencillez de puesta en obra.

Volviendo al ejemplo, si se elige una malla base para la cara superior formada por barras de 10 mm de diámetro cada 15 cm, el refuerzo obtenido será de barras de 12 mm cada 15 cm, como se muestra en la próxima figura.



En esta situación, el peso de acero en las armaduras disminuye a 2327 Kg (cuantía de acero de 14.77 Kg/m^2), como se muestra en la figura siguiente, donde en la pantalla principal aparece el refuerzo requerido en la cara inferior, correspondiente a una malla base formada por barras del 10 cada 15 cm.



Una vez que el usuario se encuentra familiarizado con el uso del programa, la introducción de datos de un problema como éste o el estudio de otras alternativas, como por ejemplo aumentar el canto o variar las luces de cálculo, se realiza en unos pocos minutos. De esta forma, se consigue realizar muchos tanteos en un tiempo mínimo y conocer a la vez las cuantías de acero en cada caso, con lo que se obtiene, de manera muy rápida, un buen conocimiento de las distintas posibilidades y de sus costes aproximados y, con ello, una ayuda inestimable tanto desde el punto de vista técnico como económico.

8. BIBLIOGRAFÍA

ACI 318-89, “Building Code Requirements for Reinforced Concrete”, (revised 1992), American concrete institute, Detroit, USA.

Ajdkiewicz A., Starossolski W. (1990), “Reinforced-Concrete Slab-Column Structures”, Elsevier, Amsterdam, Oxford, New York, Tokyo, 372 pp.

Calavera J. (1999), “Proyecto y cálculo de Estructuras de Hormigón”, INTEMAC S.A., tomo I: 897 pág, tomo II: 1016 pág.

Cope R.J., Clark L.A. (1984), “Concrete Slabs - Analysis and Design”, Elsevier Applied Science Publishers, London and New York, 502 pp.

EHE (1999), “Instrucción de Hormigón Estructural”, Ministerio de Fomento, Secretaría General Técnica, España, 470 pág.

Jiménez Montoya P, García A., Morán F. (2000), “Hormigón Armado”, 14ª edición basada en la EHE, ajustada al Código Modelo y al Eurocódigo, Editorial Gustavo Gili S.A., Barcelona, 844 pág.

Monografías Arcer - “Aceros con características especiales de ductilidad para hormigón armado” (2000), Calidad Siderúrgica SRL, 46 pág.

Monografías Arcer - “Sistemas de representación y medición de estructuras de hormigón” (2001), Calidad Siderúrgica SRL, 127 pág.

Murcia J., Aguado A., Marí A. (1993), “Hormigón armado y pretensado I”, Ediciones UPC, Barcelona, 584 pág.

Park R., Gamble W. (1980), “Reinforced concrete slabs”, A Wiley-Interscience Publication, New York, 618 pp.

Regalado Tesoro F. (1991), “Los forjados reticulares. Manual práctico”, Cype Ingenieros, 232 pág.