



Escola de Camins
Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports
UPC BARCELONATECH

Uso de la losa postesa en la Edificación

Treball realitzat per:
Iván Herrera de Argila

Dirigit per:
Pere Roca Fabregat

Grau en:
Enginyeria d'Obres Públiques

Barcelona, 28 de setembre 2018

Departament d'Enginyeria Civil i Ambiental

TREBALL FINAL DE GRAU

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, agradecer a todas aquellas personas que han estado a mi lado a lo largo del transcurso de mi trabajo, tanto amigos como familia.

Agradecer también, por encima de nadie, el apoyo y ánimos continuos que me ha dado Karen, a pesar de la tabarra que le he estado dando con el trabajo, estando a mi lado hasta el último momento. Sin ella no hubiera sido posible. Gracias, te debo una cena.

Por supuesto, también agradecer a Damià por aventurarse a mi lado como compañero de TFG y por ser, pese al poco tiempo que nos llevamos conociendo, como un amigo de toda la vida. Gràcies amic meu.

Por otro lado, dar las gracias a Miguel Cervera por atenderme en un momento crítico de mi trabajo y darme los conocimientos adecuados y ánimos suficientes para seguir adelante.

Por último, agradecer a Pere Prat, tutor de mi trabajo, su aportación de conocimientos y documentación imprescindible para el desarrollo del informe.

RESUMEN

La presente tesina tiene como objeto la exposición y desarrollo de la solución estructural de losa postesa como forjado en la edificación. A nivel introductorio, para un adecuado desarrollo del informe, se introduce un repaso generalizado de forjados empleados en el sector, con sus respectivas características, así como la diferenciación que se da entre estructuras pretensadas y postensadas.

Las losas postensadas aportan ventajas tales como la reducción de la fisuración, el aumento de la resistencia a flexión, cortante y punzonamiento, un óptimo comportamiento ante sismos y la reducción de cantos y de flechas y, por tanto, de emisiones de CO₂. Como inconvenientes, cabría considerar el necesario control de los recubrimientos y de los posibles cruzamientos no previstos, las deformaciones diferidas, los acortamientos en su plano y la retención provocada por los apoyos, dependiendo de su rigidez y distribución y del orden del proceso constructivo.

Estas prestaciones mencionadas, específicamente técnicas, van acompañadas de otros aspectos de funcionalidad. Estos se traducen en, entre otros, una mejor distribución de espacios, aportando una mayor diafanidad a la estructura (aumento de luces); una mejora de altura (reducción de cantos), una necesidad de juntas de dilatación a mayores distancias y, debido al empleo de hormigones de alta resistencia, una ejecución más rápida de la estructura.

Por último, se contempla un caso de estudio correspondiente a un edificio modelo, en el que se realiza un análisis comparativo entre un tipo de forjado convencional (losa maciza) y la losa postesa como posibles soluciones estructurales de dicho caso. En este análisis se constatan los aspectos técnicos destacables, y estudiados a lo largo del trabajo, para la utilización de una solución u otra.

ABSTRACT

The aim of this thesis is the exposure and development of the post tensioned slab structural solution as a floor slab in building. First, for a suitable development of this report, a generalized review of structural floors used in the sector is presented. Among others, their respective features, as well as the difference that occurs between pre-stressed and post-stressed structures.

The post-tensioned slabs provide advantages such as the reduction of the cracking, the increase of the bending, shearing and punching resistance, an optimal behaviour against earthquakes and the minimization of slab edges and deformations and, therefore, of CO₂ emissions. As drawbacks, it would be necessary to consider the accurate control of the concrete covering and the possible unforeseen crossings between the steel cables, the deferred deformations, the shortening in their plane and the retention caused by the supports, depending on their rigidity and distribution, as well as the order of the construction process.

These mentioned aspects, specifically technical ones, are accompanied by other functional aspects. These suppose, among others, a better distribution of spaces, providing greater clarity to the structure (increase of spans); a height improvement (reduction of edges), a need for expansion joints at greater distances and, due to the use of high strength concrete, a faster execution of the structure.

Finally, a case corresponded to a building model is evaluated, in which a comparative analysis is carried out between two types of conventional slab (solid slab and reticular slab) and the post tensioned slab as possible structural solutions for the studied case. In this analysis, the technical and economic aspects are identified, according to the studied ones throughout the work, for the use of some solutions or others, emphasizing the aspects that the post-tension slab offers.

0. ÍNDICE

1. OBJETIVOS Y METODOLOGÍA	10
2. ESTADO DEL CONOCIMIENTO	11
2.1 INTRODUCCIÓN	11
2.2 FORJADOS	11
2.2.1 <i>FUNCIÓN DE LOS FORJADOS</i>	11
2.2.2 <i>CATEGORÍAS DE FORJADOS</i>	12
2.3 FORJADOS CONVENCIONALES.....	12
2.3.1 <i>FORJADOS UNIDIRECCIONALES</i>	12
2.3.2 <i>FORJADOS BIDIRECCIONALES</i>	15
2.3.3 <i>FACTORES DE INFLUENCIA A LA HORA DE ESCOGER FORJADO:</i>	17
2.4 FORJADOS DE LOSA POSTESA	18
2.4.1 <i>INTRODUCCIÓN</i>	18
2.4.2 <i>EJEMPLOS A NIVEL NACIONAL</i>	19
2.4.3 <i>EJEMPLOS A NIVEL INTERNACIONAL</i>	23
3. ESTRUCTURAS PRETENSADAS. GENERALIDADES Y ASPECTOS TÉCNICOS.	26
3.1 CONCEPTO DE PRETENSADO	26
3.2 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE ESTRUCTURAS PRETENSADAS	28
3.3 SISTEMAS DE PRETENSADO	30
3.3.1 <i>ELEMENTOS SINGULARES DE LOS SISTEMAS DE PRETENSADO</i>	30
3.3.1.1 <i>ARMADURAS ACTIVAS</i>	31
3.3.1.2 <i>ANCLAJES</i>	35
4. LOSAS POSTESAS	37
4.1 PRESENCIA DEL POSTESADO EN ESPAÑA.....	37
4.2 TIPOLOGIA DE LOSAS POSTESAS	38
4.2.1 <i>SISTEMAS UNIDIRECCIONALES</i>	38
4.2.2 <i>SISTEMAS BIDIRECCIONALES</i>	39
4.3 CÁLCULO DE LOSAS POSTESAS	42
4.3.1 <i>REPRESENTACIÓN DE LAS FUERZAS DE PRETENSADO MEDIANTE FUERZAS EQUIVALENTES.</i>	42
4.3.2 <i>FASES DE CÁLCULO</i>	43
4.3.3 <i>PROCESO DE CÁLCULO</i>	44
4.3.3.1 <i>PREDIMENSIONAMIENTO</i>	45
4.3.3.2 <i>VERIFICACIÓN</i>	48
4.4 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO	54
4.5 CONSIDERACIONES ADICIONALES	57
4.6 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LA LOSA POSTESA FRENTE A OTRAS SOLUCIONES DE LOSA DE HORMIGÓN ARMADO.....	60
5. CASO DE ESTUDIO	63
5.1 HERRAMIENTAS UTILIZADAS	63
5.1.1 <i>Programa de cálculo estructural</i>	63
5.1.2 <i>Programa de delineación</i>	64
5.2 METODOLOGÍA UTILIZADA POR EL PROGRAMA.....	64
5.2.1 <i>Método de Rigidez</i>	65
5.2.2 <i>Secuencia de cálculo del programa</i>	66
5.3 CARACTERÍSTICAS DEL EDIFICIO DE ESTUDIO	67
5.4 NORMATIVA APLICABLE	73
5.5 CÁLCULO ESTRUCTURAL DE LOSA MACIZA.....	74
5.5.1 <i>CARACTERÍSTICAS Y RESULTADOS DEL FORJADO CALCULADO</i>	74
5.5.1.1 <i>Armadura Pasiva</i>	75
5.5.1.2 <i>Punzonamiento</i>	76

5.5.1.3	Deformada	77
5.6	CÁLCULO ESTRUCTURAL LOSA POSTESA	79
5.6.1	<i>CARACTERÍSTICAS Y RESULTADOS DEL FORJADO CALCULADO</i>	79
5.6.1.1	Armadura Activa	79
5.6.1.2	Disposición de tendones	80
5.6.1.3	Armadura Pasiva	81
5.6.1.1	Punzonamiento	83
5.6.1.2	Deformada	84
5.7	EVALUACIÓN TÉCNICA COMPARATIVA	86
5.7.1	<i>CANTO DE LA LOSA</i>	86
5.7.2	<i>ARMADURA PASIVA</i>	86
5.7.3	<i>PILARES</i>	87
5.7.4	<i>DEFORMACIONES</i>	88
6.	CONCLUSIONES	89
7.	BIBLIOGRAFIA	90

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.3.1. Detalle de composición de forjado unidireccional de viguetas. [2]	13
Fig. 2.3.2. Detalle en alzado de un forjado unidireccional de hormigón in situ.....	13
Fig. 2.3.3. Detalle de vista inferior e superior de forjado unidireccional de hormigón armado in situ	14
Fig. 2.3.4 Detalle de forjado unidireccional de placas alveolares	14
Fig. 2.3.5. Detalle de forjado unidireccional de chapa colaborante con hormigón.	14
Fig. 2.3.6. Detalle general de forjado bidireccional	15
Fig. 2.3.7. Respuesta estructural de un forjado bidireccional.....	15
Fig. 2.3.8. Detalle de forjado de losa maciza.	16
Fig. 2.3.9. Esquema del comportamiento multidireccional de la losa maciza.	16
Fig. 2.3.10. Esquema de los parámetros básicos de un forjado reticular.....	17
Fig. 2.4.1. Construcción de la Torre Glòries (Barcelona)	19
Fig. 2.4.2. Parque comercial de Bonaire (Valencia).....	20
Fig. 2.4.3. Distribución de tendones de la Torre Espacio [5]	21
Fig. 2.4.4. Torres Espacio (Madrid)	21
Fig. 2.4.5. Ejecución de la Torre Espacio [5]	21
Fig. 2.4.6 CaixaForum (Madrid) [6].....	22
Fig. 2.4.7 Ejecución CaixaForum (Madrid).	23
Fig. 2.4.8. Centro cultural y artístico de Kozienice	23
Fig. 2.4.9. Sección del centro cultural y artístico. [7].....	23
Fig. 2.4.10. Centro comercial Sylvia Park [8]	24
Fig. 2.4.11. Aparcamiento del centro comercial Sylvia Park [8]	24
Fig. 2.4.12. Edificios A, B y C de Media City (Manchester, Reino Unido)[9].....	25
Fig. 3.1.1. Esquema de piezas de hormigón pretensado con armaduras pretesas.	26
Fig. 3.1.2. Esquema de pieza de hormigón con armaduras postesas	27
Fig. 3.2.1. Diagramas de momento en hormigón armado y pretensado.	28
Fig. 3.2.2. Diagramas de tensiones	29
Fig. 3.3.1. Distribución de tendones; tendones centrados en dos direcciones.....	33
Fig. 3.3.2. Distribución de tendones. Tendones distribuidos en dos direcciones.	33
Fig. 3.3.3. Distribución de tendones. Tendones concentrados en una dirección y distribuida en otra.	34
Fig. 3.3.4. Distribución de tendones. Tendones concentrados y distribuidos.	35
Fig. 4.2.1. Losa con viga plana.....	38
Fig. 4.2.2. Losa con viga de canto	38
Fig. 4.2.3 Losa postesa maciza.	39
Fig. 4.2.4. Losa postesa con capiteles o ábacos.....	39
Fig. 4.2.5 Losa postesada aligerada	40
Fig. 4.2.6. Losa postesada aligerada	40
Fig. 4.2.7: Losa de vigas planas en dos direcciones	41
Fig. 4.2.8. Losa de viga de canto en dos direcciones	41
Fig. 4.3.1. Esquema del sistema de fuerzas equivalentes	42
Fig. 4.3.2. Fuerzas en los anclajes	42
Fig. 4.3.3. Esquema de fuerzas proporcionado por el pretensado	43
Fig. 4.3.4. Cargas consideradas en etapa inicial de cálculo.....	43
Fig. 4.3.5. Cargas consideradas en fase final de cálculo	44
Fig. 4.3.6. Gráfica de predimensionamiento con las variables de canto, luz, sobrecarga y resistencia.	45
Fig. 4.3.7. Concepto gráfico del método de cargas equivalentes	47

Fig. 4.3.8. Comparativa entre edificios de hormigón armado y hormigón pretensado ..	61
Fig. 5.2.1. Esquema funcionamiento del método de rigidez	64
Fig. 5.3.1. Detalle alturas edificio	68
Fig. 5.3.2. Tabla correspondiente a las sobrecargas de uso según categoría de uso.	68
Fig. 5.3.3. Vista en planta del replanteo de planta baja.....	70
Fig. 5.3.4. Vista en planta del replanteo en planta tipo	71
Fig. 5.3.5. vista en planta del replanteo de planta cubierta.....	71
Fig. 5.3.6. Modelado 3D del edificio.....	72
Fig. 5.3.7. Modelado 3D del edificio.....	72
Fig. 5.5.1. Flecha máxima en planta cubierta bajo combinación pésima.	78

1. OBJETIVOS Y METODOLOGÍA

El objeto de este trabajo es realizar un análisis exhaustivo de la losa postesa en la edificación, evaluando de esta manera si son o no suficientes los motivos que instan a invertir en esta tipología de forjado. Para ello, primero de todo se describirá en qué consiste el pretensado y las tipologías que hay, incluyendo también los sistemas de pretensado existentes para poder aplicarlo.

Por otro lado, se hará una breve exposición de la historia del pretensado en las estructuras, haciendo mayor hincapié en los antecedentes que tiene en el mundo de la edificación, al tratarse éste del caso de estudio donde se aplicará.

Se determinará también el proceso de cálculo, con sus diferentes métodos de cálculo, que conlleva el dimensionamiento de una losa postesa, así como en losas macizas y forjados reticulares. Se empleará CypeCAD, un programa informático de cálculo estructural, que estará enfocado a procesar el dimensionamiento de un edificio particular, de cara a poder hacer una evaluación técnica comparativa de las soluciones estructurales que presentan las losas postesas frente a losa maciza.

Pese a centrar el análisis comparativo entre estas dos tipologías de forjados, se mostrarán anteriormente aquellas tipologías de forjados más empleadas en el mundo de la edificación, para poder tener unos precedentes y un mayor criterio y rigor a la hora de realizar dicho análisis.

Finalmente, se extraerán unas conclusiones frente a los resultados obtenidos así pudiéndose hacer una lista de los puntos más fuertes y débiles de la losa postesa en la edificación, objetivo principal del trabajo.

2. ESTADO DEL CONOCIMIENTO

2.1 INTRODUCCIÓN

Antes de todo se expondrán las explicaciones pertinentes a los conceptos fundamentales de los que el informe requiere con la finalidad de, por un lado, aportar una asequible comprensión de la materia y, al mismo tiempo, dotarla de una contextualización adecuada de manera que se reconozca tanto la evolución que ha vivido como el estado actual en el que se encuentra a día de hoy.

Estos conceptos, que se definirán a continuación, pasan por la descripción de las diferentes tipologías de forjados existentes en el ámbito de la edificación, inclusive la losa postesa. De esta última, se incluyen una serie de ejemplos, tanto a nivel nacional como internacional, que determinan una perspectiva capaz de ofrecer el alcance de dicha solución estructural.

Por otro lado, se introduce también una breve descripción del pretensado y las aportaciones de este. En este apartado se incluyen las dos tipologías de pretensado, se resume el comportamiento estructural que ofrece el pretensado y, por último, se desglosan los diferentes sistemas de pretensado a aplicar con los que se puede contar.

Así pues, se ha considerado que los elementos a comprender para establecer la base para la posterior comparación corresponden a dos pilares fundamentales: los forjados en la edificación y la aplicación del pretensado sobre estos.

2.2 FORJADOS

2.2.1 FUNCIÓN DE LOS FORJADOS

El forjado se trata de aquel elemento estructural superficial, generalmente horizontal, que une las diferentes partes de la estructura y distribuye las cargas verticales que recibe a los pilares u otros elementos verticales portantes.

Sus principales funciones son la resistente y la separadora y aislante del resto de forjados.

La función resistente se encarga de soportar las acciones gravitatorias ocasionadas por el peso propio del forjado, la carga permanente y la sobrecarga de uso, y transmitirla a los elementos verticales sustentantes sobre los que apoya. Por otro lado, ayuda a mantener arriostrados los diferentes pórticos, impide el pandeo lateral de vigas y ayuda a soportar las torsiones de éstas y reduce la longitud de pandeo de los pilares. [1]

La función aislante o separadora, se encargará de proporcionar un aislamiento acústico suficiente, impedir la propagación del fuego y contribuir al aislamiento térmico y a una impermeabilización adecuada.

2.2.2 CATEGORÍAS DE FORJADOS

Los forjados típicamente se pueden clasificar según diferentes criterios como, según el sistema de transmisión de cargas, por el tipo de armado o su forma de ejecución.

- **Según la transmisión de cargas serán:**
 - Unidireccionales
 - Bidireccionales

- **Por el tipo de armado:**
 - Armados
 - Pretensado parcial (armaduras activas en positivos y pasivas en negativos)
 - Pretensados
 - Forjados de chapa colaborante

- **Atendiendo al sistema de ejecución:**
 - Construidos “in situ”
 - Parcialmente prefabricados
 - Totalmente prefabricados

En el presente trabajo se centrarán las definiciones respecto a la primera forma de clasificación -según la transmisión de cargas- explicando a continuación ejemplos usuales de ambas categorías (unidireccional y bidireccional).

2.3 FORJADOS CONVENCIONALES

2.3.1 FORJADOS UNIDIRECCIONALES

Los forjados unidireccionales transmiten la carga en una sola dirección, la cual viene marcada por sus elementos resistentes (nervios o viguetas). Su composición se expresa en la siguiente figura.

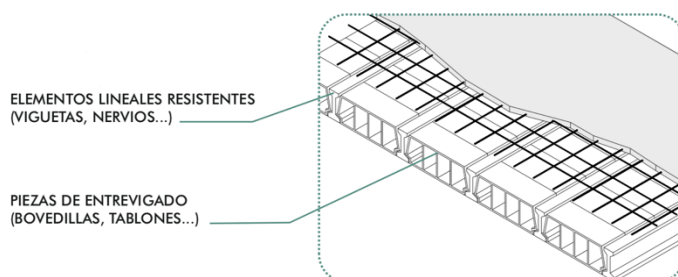


Fig. 3.3.1.1. Detalle de forjado unidireccional [2]

Por otro lado, los elementos lineales resistentes, frente a las solicitaciones a las que se ven sometidos trabajan principalmente a flexión (flector + cortante). También pueden estar solicitados a axil, pese a ser un aspecto en general de menor importancia [2].

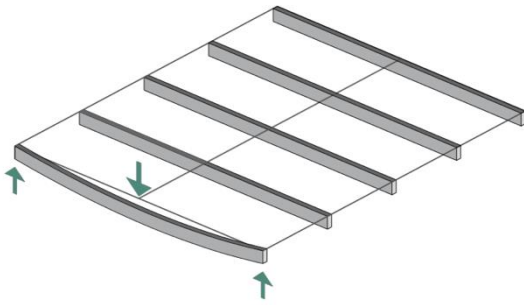


Fig.2.3.1.2 Comportamiento a flexión de forjados unidireccionales [2]

En cuanto a tipologías de forjados unidireccionales nos encontramos con los siguientes sistemas:

- **Forjado unidireccional de viguetas**

Caracterizado por estar compuesto de bovedillas, ya bien de hormigón o de cerámica, dispuestas longitudinalmente en una sola dirección. Los nervios de separación entre bovedillas están ocupados por viguetas prefabricadas (de madera, acero u hormigón), ya bien semirresistentes, pretensadas o armadas.

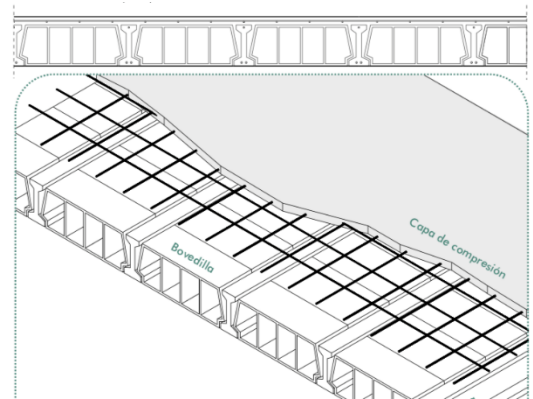


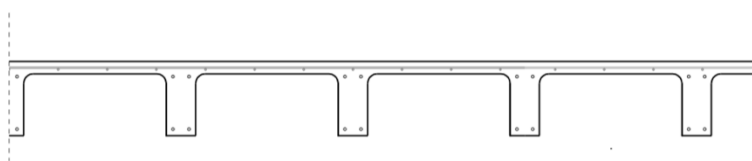
Fig. 2.3.1. Detalle de composición de forjado unidireccional de viguetas. [2]

Al mismo tiempo, el proceso constructivo pasa por verter hormigón in situ que debe adherirse bien al hormigón prefabricado de la vigueta, por lo que debe estar dotada de ciertas características que faciliten esta adhesión. Se dispone también una capa de compresión de hormigón armado sobre estos componentes para rigidizar y aportar monolitismo al forjado.

Las luces habituales que comprende esta tipología se encuentran entre 4,5 y 6,5 metros.

- **Forjado unidireccional de hormigón armado in situ**

Tipología semejante a la anterior con la excepción de que no trabaja con viguetas pretensadas. A diferencia del forjado unidireccional de viguetas, los nervios están compuestos por hormigón armado in situ sin incorporar ningún tipo de viguetas. Las



luces comunes que corresponden a esta tipología rondan los 5-7 metros.

Fig. 2.3.1. Detalle en alzado de un forjado unidireccional de hormigón in situ.

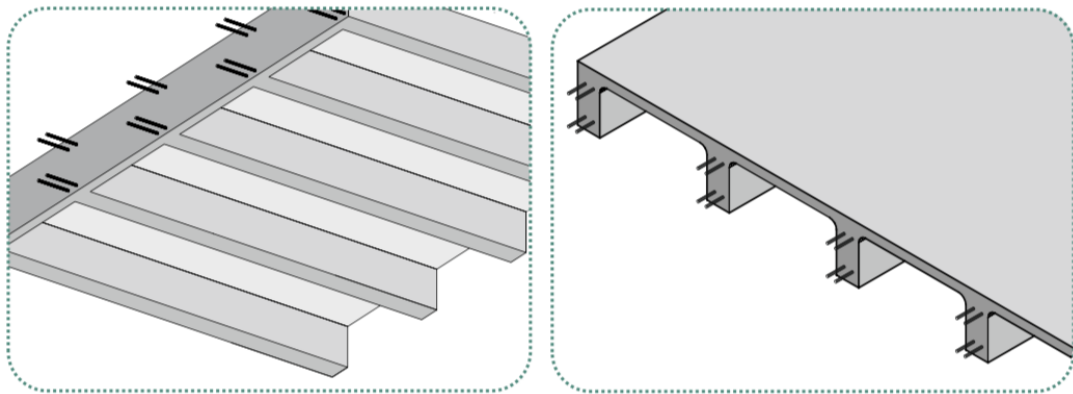


Fig. 2.3.2. Detalle de vista inferior e superior de forjado unidireccional de hormigón armado in situ

- **Forjado unidireccional de placas alveolares**

Se trata de un forjado compuesto por elementos prefabricados. Dichos elementos son las placas alveolares pretensadas, que no exigen apuntalamiento alguno y permiten grandes luces sin pilares intermedios. Para que trabajen a pleno rendimiento es necesaria la colocación de negativos, mallazo y su correspondiente capa de compresión. El rango de luces que admite va desde 10 hasta 14 metros.

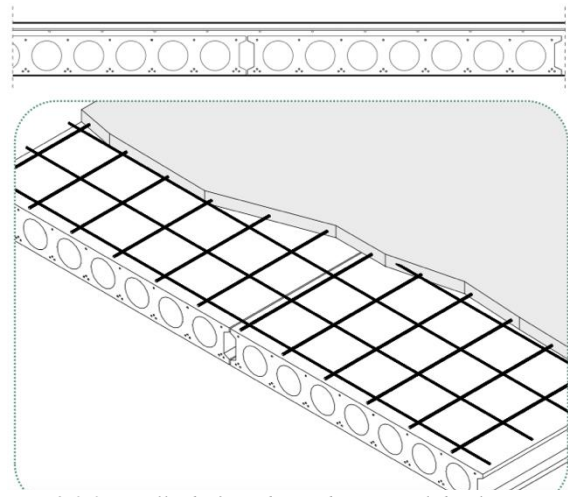


Fig. 2.3.3 Detalle de forjado unidireccional de placas alveolares

- **Forjado unidireccional de chapa colaborante con hormigón**

Consiste en un prototipo de forjado unidireccional mixto, donde se dispone un perfil de chapa grecada de acero, con ciertas características -principalmente, morfología- favorables asegurando una buena conexión del acero con el hormigón vertido sobre éste.

También se posiciona un mallazo para evitar la fisuración por efectos de retracción y temperatura. Igual de necesario será adoptar un armado de negativos para absorber los esfuerzos de tracción generados en los apoyos de las losas.

Las luces habituales que comprende pueden variar entre 3 y 4 metros.

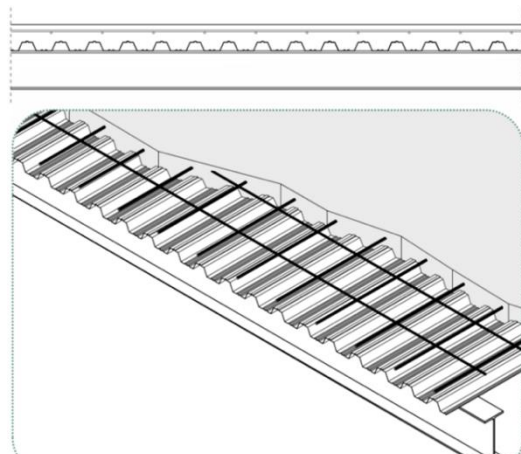


Fig. 2.3.4. Detalle de forjado unidireccional de chapa colaborante con hormigón.

2.3.2 FORJADOS BIDIRECCIONALES

Los forjados bidireccionales tienen la capacidad de transmitir la carga en dos direcciones. Por ello es que los componentes de esta tipología se tratan de elementos resistentes o nervios dispuestos en ambas direcciones, lo que se conoce con el nombre de retícula.

Su composición se precisa en la figura que se muestra a continuación.

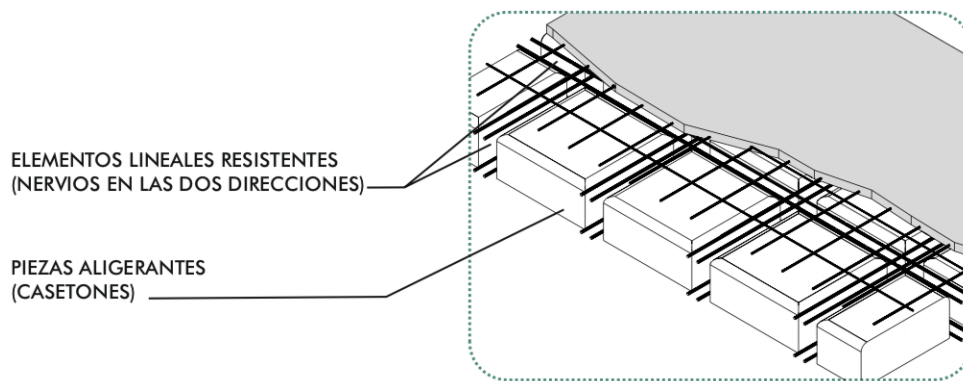


Fig. 2.3.5. Detalle general de forjado bidireccional

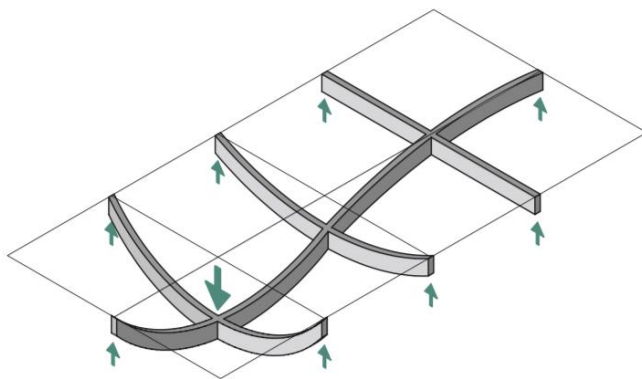


Fig. 2.3.6. Respuesta estructural de un forjado bidireccional

Por lo que a la respuesta estructural frente a sollicitaciones se refiere, se ven obligados a trabajar principalmente a flexión, solo que, a diferencia de los unidireccionales, en ambas direcciones. El esfuerzo axial generalmente no propiciará problemas.

Predominan con diferencia, como forjados bidireccionales, la losa maciza y el forjado reticular.

- **Losa maciza**

Este tipo de forjado bidireccional tiene gran presencia en el ámbito de la edificación. Está compuesto por hormigón vertido sobre una armadura pasiva dispuesta tanto longitudinal como transversalmente, tanto en fibra superior como en fibra inferior, con su correspondiente recubrimiento según normativa. (Fig. 2.3.2.3)

La losa maciza tiene un comportamiento multidireccional, la cual cosa supone una mayor facilidad de transmisión de cargas a los elementos verticales correspondientes. (Fig. 2.3.2.3)

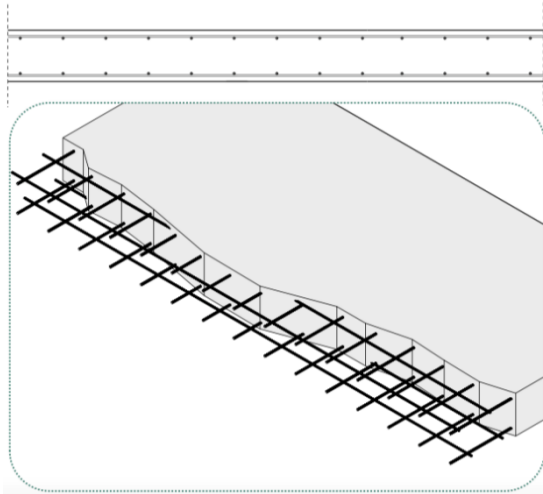


Fig. 2.3.7. Detalle de forjado de losa maciza.

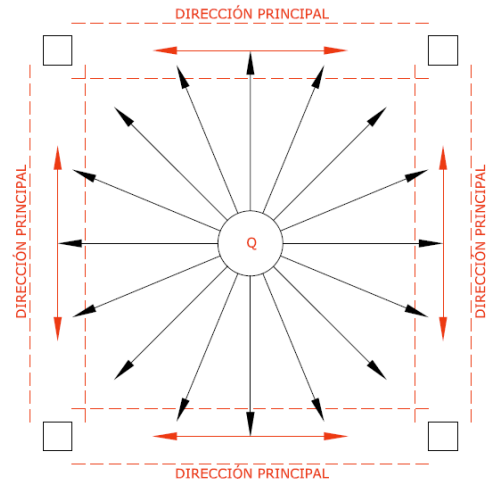


Fig. 2.3.8. Esquema del comportamiento multidireccional de la losa maciza.

Esta tipología de forjados asume luces de entre 6 y 8 metros. Su principal inconveniente es su elevado peso propio, del cual surge la necesidad de la modalidad de forjado reticular.

- **Forjado reticular**

El forjado reticular se trata de una losa de hormigón armado en ambas direcciones, aligerada mediante casetones de diversos tipos: de hormigón, de cerámica o de poliestireno pudiendo estos ser recuperables o perdidos. Se entienden por recuperables aquellos casetones que, una vez fraguado el hormigón vertido, se pueden extraer de cara a utilizar en posteriores aplicaciones. Los casetones perdidos, por contraposición, son aquellos que se quedan adheridos en el forjado y no son extraíbles.

Entre otros motivos, los forjados reticulares se consideran una mejor solución estructural que la de forjados unidireccionales debido a su mayor hiperestaticidad que genera una mejor distribución de esfuerzos de la planta hacia los elementos verticales portantes, ya sean pilares o paredes de fábrica, entre otros [3]. Su mejor absorción de las solicitaciones actuantes sobre la placa permite su aplicación en luces de mayor longitud. Además, representa una opción también muy competente por la optimización del material en las secciones donde es estructuralmente necesario prescindiendo del hormigón en las secciones donde no lo es. Así pues, aunque es una solución que requiere una ejecución más especializada, tiene, por ejemplo, mayores beneficios medioambientales que la tipología anterior.

Los parámetros básicos que lo definen son los siguientes:

- Separación entre ejes de nervios (E)
- Espesor básico de los nervios (B)
- Canto total de la placa (H)
- Espesor de la capa de compresión (C)

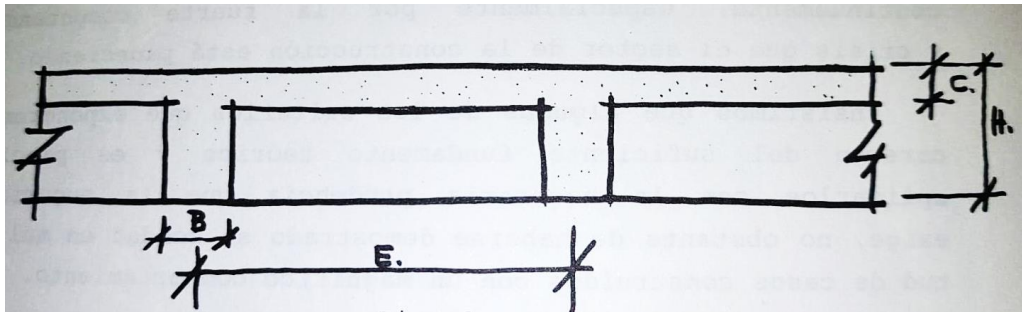


Fig. 2.3.9. Esquema de los parámetros básicos de un forjado reticular.

Cabe destacar que en los tramos donde se disponen pilares se establece una zona maciza denominada ábaco, de cara a una mejor actuación frente a una posible rotura por punzonamiento. Los capiteles son un elemento auxiliar para evitar también este tipo de rotura, pero, a día de hoy, por razones de dificultad de ejecución (complejo encofrado), ha quedado obsoleto.

Por otro lado, en el forjado reticular es de suma importancia los zunchos de borde y los zunchos perimetrales a huecos.

2.3.3 FACTORES DE INFLUENCIA A LA HORA DE ESCOGER FORJADO:

Los principales factores a tener en cuenta al momento de elegir la tipología estructural del forjado son los siguientes:

- Luz típica entre pilares.
- Relación entre luces de los vanos en direcciones X e Y, seleccionando soluciones bidireccionales (relaciones cercanas a 1) o unidireccionales.
- Magnitud de las Cargas adicionales a Peso Propio y Sobrecarga de Uso (ligero, medio o pesado).
- Altura total del forjado estructural: determina la altura total del edificio (importante en edificios en altura).
- Constructibilidad: acceso de grúas, coste de encofrado y cantidad de puestas, utilización de mesas, vinculación a elementos construidos con anterioridad, punzonamiento, posibilidad de tesar desde los bordes exteriores.
- Flexibilidad para el lay-out de instalaciones y/o servicios a disponer entre el forjado y el falso techo: posibilidad de disponer vigas de canto.
- Peso propio del forjado por unidad de superficie (promedio): determina el tamaño de soportes y cimentaciones, y en zona sísmica, la magnitud de la fuerza horizontal.
- Requerimientos en E.L.S. (fisuración, deformación) y en E.L.U. (resistencia).

- Si el forjado es parte de la estructura resistente frente a cargas horizontales, es preferible la utilización de vigas de canto para materializar los pórticos resistentes.
- Acabados: hormigón visto, falso techo...
- Tipo de Edificio: en altura o en superficie.

2.4 FORJADOS DE LOSA POSTESA

2.4.1 INTRODUCCIÓN

Se denomina hormigón postensado o postesado a aquel hormigón al que se somete, después del vertido y fraguado, a esfuerzos de compresión por medio de armaduras activas con la intención de someter la pieza o estructura a un estado de cargas previas a las de su puesta en servicio, con la misión de mejorar las propiedades relativas a su geometría, seguridad, durabilidad y economía. La modalidad específica del postensado – especificado en el apartado 3 de este documento– es aquella en que las armaduras se tensan una vez que el hormigón ha adquirido su resistencia característica.

Esta técnica fue, en un principio, característico de la ingeniería civil y en concreto de la construcción de puentes para aumentar las posibilidades para salvar vanos de grandes luces acortando a su vez los plazos de ejecución añadiendo otras ventajas como la seguridad y la durabilidad [4].

Sin embargo, en la edificación, el uso del hormigón pretensado no ha influido en el aspecto exterior pudiéndose reflejar sus ventajas de forma tan directa como en los puentes, pero sí ha influido en la disposición interna de los edificios. Las losas postesadas pues, permiten obtener grandes luces dotando al edificio de una mayor diafanidad y flexibilidad en sus usos futuros, así como reducir el espesor de los forjados que en principio sería incompatible con el punto anterior.

Además, juntando estos aspectos y en un momento como el actual en que el coste del suelo urbano es muy elevado especialmente en ciudades densamente pobladas, la altura de un edificio tiene una gran repercusión económica. La posibilidad de reducir el canto de forma considerable manteniendo luces o incluso incrementándolas puede permitir construir una planta más sin superar las limitaciones de las ordenanzas municipales, pudiendo ser una opción económicamente competente frente a las estructuras clásicas de hormigón armado.

Todo y eso, la solución estructural de la losa postesa resulta no haber sido muy utilizada a lo largo de la historia de la edificación. Es pues, una de las soluciones más modernas principalmente a nivel nacional. Es por eso que en el presente apartado se pretende mostrar mediante ejemplos aplicados en la edificación –tanto a nivel nacional como internacional– la aplicación y versatilidad de esta solución estructural.

2.4.2 EJEMPLOS A NIVEL NACIONAL

- **Torre Glòries, Barcelona**

Anterior y comúnmente conocida como Torre Agbar, se trata de un rascacielos de 145 metros de altura construido en Barcelona y de características singulares, situado en el distrito de San Martín, concretamente en la plaza de las Glorias Catalanas, en la que confluyen tres de los ejes más importantes de la ciudad, la avenida Diagonal, la Gran Vía de las Cortes Catalanas y la Avenida Meridiana.

Dicho edificio es propiedad, desde enero de 2017, de la Merlin Propiedades. En el momento de su inauguración (julio de 2005), se trataba del edificio más alto de la capital catalana, por detrás del Hotel Arts y la Torre Mapfre, ambos de 154 metros de altura.



Fig. 2.4.1. Construcción de la Torre Glòries (Barcelona)

La torre, a lo largo de sus 145 metros de altura dispone de un total de 34 plantas sobre rasante, sumadas a 4 plantas subterráneas. Ésta, cuenta con dos cilindros ovales no concéntricos de hormigón, uno cubierto totalmente por el otro. El cilindro exterior tiene un acabado en forma de cúpula de cristal y de acero.

De las treinta y cuatro plantas sobre rasante mencionadas, las que se encuentran desde la planta 27 hasta la 32, se tratan de plantas resueltas con hormigón postesado en voladizo desde el núcleo interior. Hasta la vigésimo séptima planta se tratan de forjados mixtos, así como también las últimas dos plantas restantes.

- **Bonaire, Valencia**

El parque comercial y de ocio de Bonaire se encuentra ubicado en Aldaia, Valencia. Dispone de una sola planta sótano cuyo uso se destinó a aparcamiento. La planta baja, de aproximadamente unos 60.000 m², se resolvió mediante una losa postesada de tendones adherentes de 25 cm de canto y, pese a las grandes longitudes en ambas direcciones, sin juntas de dilatación, y unas luces de 8 metros.

Sobre rasante crecen 3 edificios en una sola planta sumado a una planta cubierta. Aquellos forjados pertenecientes a planta primera han sido resueltos también mediante forjados postesados, pero en este caso dotados de un canto de 40 cm. El motivo principal del aumento de canto se debe al elevado incremento de luces entre pilares, que pasan a ser de

16 metros. La planta cubierta de éstos, por otro lado, se resolvió mediante estructuras metálicas mediante cerchas de distinto tipo, según el edificio.

Pues la solución estructural de planta baja, ya mencionada como losa postesa, destacaba por la ausencia de juntas de dilatación en una gran superficie, de 250 x 250 m, suponiendo así la mayor de hormigón sin juntas del mundo en el día de su apertura, la cual data de finales del año 2000.

Por lo que a la ausencia de juntas se refiere, la justificación se fundamentaba en incompatibilidades que se generaban debido a la complejidad arquitectónica. Por tanto, la promotora acabó decantándose por aceptar una construcción sin juntas.



Fig. 2.4.2. Parque comercial de Bonaire (Valencia)

Este forjado de planta baja no suponía, a grandes rasgos, problemas de cara a adoptar una solución ya fuera de losa maciza de 30 o 35 cm, o bien, de forjado de reticular de 25+10cm de canto. Sin embargo, el hecho de que no se quisieran -o más bien, pudieran- emplear juntas de dilatación, suponía un problema para estos forjados de tipo convencional. La razón principal es que, para conseguir una garantía suficiente frente al estado límite de fisuración por deformaciones ocasionadas de temperatura y retracción, derivaba en la necesidad de una armadura mínima muy importante la cual conllevaba a una solución no tan competitiva en términos económicos.

La elección de losa postesa se dio principalmente debido a un menor coste y plazo de ejecución y, por otro lado, a querer optar por una solución homogénea en la mayor parte de la estructura ya que, debido a las grandes luces (16x16m) de planta primera, la única solución de ésta que había sobre la mesa era la de losa postesa. Así pues, se quiso dotar a planta baja también de esta solución estructural a lo largo de toda su superficie.

- **Torre Espacio, Madrid**

El año 2004 se inició el proyecto de un parque empresarial junto al paseo de la Castellana, en el barrio de La Paz, al norte de Madrid. Este complejo, que recibe el nombre de Cuatro Torres Business Area –antes conocido como Madrid Arena–, se compone de cuatro

rascacielos cuyo uso se destina fundamentalmente a oficinas. Estos rascacielos se tratan de los edificios más altos de Madrid y de España a su vez.

Entre estos cuatro edificios se encuentra la Torre Espacio, la cual fue la primera en construirse. Dicha torre está dotada de una altura de 224 metros, a lo largo de los cuales hay un total de 56 plantas sobre rasante.

La losa de cimentación de la Torre Espacio se trata de una gran superficie de hormigón de más de 9.000 m³ de hormigón, cuya construcción tuvo lugar en menos de 2 meses, iniciando ésta el 10 de septiembre de 2004 y finalizándose el 4 de noviembre. Se trataba de una parte esencial de la torre, ya que había de soportar un total de 130.000 toneladas de peso. La capacidad portante del terreno era excelente, pese a ello la enorme cantidad de peso que se ejercía sobre la cimentación requería de un estudio profundo y detallado.

Una losa armada tradicional suponía una solución con un canto excesivo y una masiva cantidad de armadura pasiva. Así pues, se propuso la técnica del postesado para la presente losa, consiguiendo de esta manera unas dimensiones de losa de cimentación postesada de 4 metros de canto, respondiendo a una superficie de 43,32 x 52,32 metros en planta.

El postesado de la cimentación se realizó mediante 40 tendones en sentido longitudinal y transversal, resumiéndose en un total de 160.986 kg de acero activo. En la siguiente imagen (Fig. 2.4.2.3) se muestra la distribución de dichos tendones [5].



Fig. 2.4.4. Torres Espacio (Madrid)

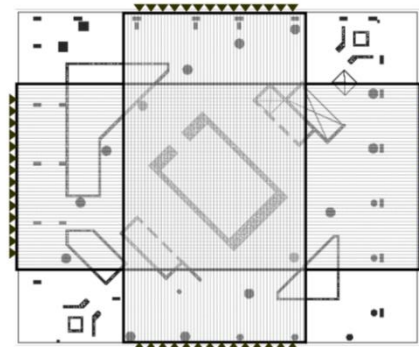


Fig. 2.4.3. Distribución de tendones de la Torre Espacio [5]



Fig. 2.4.5. Ejecución de la Torre Espacio [5]

Por otro lado, por lo que a la estructura se refiere, la planta baja se plantea como una zona de accesos diáfana, ausente de pilares. Para ello, mediante dos vigas de celosía metálica, se transmiten las cargas de las plantas superiores a unos pilares dispuestos con una luz de 28 metros.

Dado a la gran ausencia de pilares, el forjado de planta baja también planteó la técnica de postesado derivando así en una losa postesa, en la que se definieron 4 etapas de tesado, distribuidas a medida que el forjado se encontraba cada vez más solicitado. La primera debió realizarse al alcanzar la planta 10, la segunda una vez la planta 22 fue hormigonada, la tercera cuando el edificio alcanzó la altura a la que se encontraba la planta 33 y, por último, una última operación de tesado al alcanzar el forjado de coronación, situado a una altura de 223,10 metros.

- **Caixaforum, Madrid**

El edificio Caixaforum Madrid corresponde, a día de hoy, al nuevo centro social y cultural de la Fundación la Caixa, en Madrid. Éste surge de la rehabilitación y ampliación de la antigua central eléctrica del Mediodía y, a su vez, del proyecto de reordenación del eje Prado – Recoletos. Dicho proyecto fue ejecutado entre Septiembre de 2003, donde se iniciaron las obras, y Enero de 2008, donde éstas concluyeron.



Fig. 2.4.6 CaixaForum (Madrid) [6]

La obra arquitectónica destacaba principalmente por la diafanidad de la que dotaba al espacio público de la plaza, habiendo así de plantear una estructura capaz de recoger la totalidad de las cargas y transmitir las a cimentación sin interferir con este. Por otro lado, la superficie correspondiente a bajo rasante -auditorio y hall principal- se caracterizaba por una zona de luces de aproximadamente 15 metros solicitada por elevadas cargas y restringida por el canto del forjado [6].

El forjado correspondiente a la cubierta del auditorio y hall principal, es decir, el de la plaza pública se planteó como solución una losa postesa. De esta manera, resolvía la complejidad de las elevadas luces y cargas, así como la restricción de canto del forjado, manteniéndolo en 50 cm, mucho inferior a otras posibles soluciones de hormigón armado o estructura metálica.



Fig. 2.4.7 Ejecución CaixaForum (Madrid).

Sin embargo, por motivos de distribución de tensiones sobre dicha plaza, la distribución de cables de armadura activa se concentraba en una sola dirección, siendo suficiente resolver los esfuerzos en la dirección perpendicular, de mucha menor envergadura, mediante armadura pasiva. En la imagen se puede apreciar la disposición de este acero de alta resistencia.

Esta distribución unidireccional de cables consistía en tendones adherentes de 12 cordones de 0,6” respondiendo a un total de acero activo de 18,5kg/m² sobre la losa postesada.

2.4.3 EJEMPLOS A NIVEL INTERNACIONAL

- **Centro artístico y cultural de Kozenice (Polonia).**

Este centro cultural (Figs. 2.4.3.1) situado en el centro de la ciudad de Kozenice en el este de Polonia, se inauguró en el 2015 y es un amplio edificio con uso polivalente que alberga entre otros una biblioteca, una escuela de música y un centro cívico además de tener una sala de cine y un auditorio.

Estructuralmente, se compone de tres losas de gran esbeltez, pretensados con tendones no adherentes.

Tal y como se muestra en la Figura 2.4.3.2, la primera losa se sitúa en el primer nivel correspondiente a 9.68 metros, con una luz de 11.15 m y canto de 200 mm. La segunda losa se sitúa a 14.08 metros de altura con una luz de 12.86 metros y canto de 250mm. La tercera y última losa situada a 13.68 metros con una luz de 17.656 m y canto de 350 mm [7].



Fig. 2.4.8. Centro cultural y artístico de Kozenice

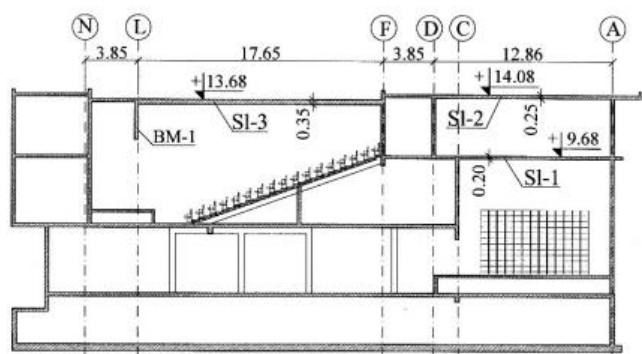


Fig. 2.4.9. Sección del centro cultural y artístico. [7]

Estos valores de diseño excedían notablemente los recomendados, por lo que durante la construcción hubo un control exhaustivo tanto del valor de las flechas como de las tensiones en el hormigón especialmente en centro luz además de en otras secciones críticas. Después de la construcción, durante el ensayo de carga de la losa de mayores dimensiones, se comprobó también las flechas, las tensiones en el hormigón y la fuerza de pretensado de los tendones. Esta losa también fue ensayada bajo cargas dinámicas.

Las tres losas fueron monitorizadas durante la construcción hasta después de su puesta en uso, analizando el comportamiento en el tiempo de las tres losas. Ya durante los ensayos de carga se observó una notable sensibilidad a las sobrecargas de uso.

Los tendones utilizados fueron de $7\phi 5$ con acero de $f_{pk}=1860\text{MPa}$ espaciados 250mm aplicando una fuerza de pretensado de 220KN . La armadura pasiva eran barras de 10mm de diámetro cada 150mm .

- **Centro comercial Sylvia Park (Auckland, Nueva Zelanda)**

El centro comercial Sylvia Park situado en la ciudad de Auckland, es el más grande de Nueva Zelanda. Su creciente número de visitantes llevó a la necesidad de la ampliación de las zonas de estacionamiento. La solución a esta demanda se solucionó añadiendo cuatro pisos de aparcamientos a los dos ya existentes.

La primera propuesta fue realizar dicha ampliación con piezas prefabricadas, esta opción, pero, se descartó debido al largo plazo de tiempo requerido y bajo la premisa de causar el menor impacto durante la construcción, a las actividades del centro así como al tráfico y las conexiones colindantes.

Así pues, se optó por la solución postesada. Esta opción no solo causó un impacto mínimo a las actividades del centro comercial si no que aumentó considerablemente la seguridad e higiene durante la construcción. También redujo cada nivel de las losas 200mm , ofreciendo grades beneficios en gradientes de rampa y costes de construcción [8].



Fig. 2.4.10. Centro comercial Sylvia Park [8]



Fig. 2.4.11. Aparcamiento del centro comercial Sylvia Park [8]

- **Media City (Reino Unido)**

Media City se sitúa en la ciudad de Sanford, al oeste de Manchester (Reino Unido). Es una nueva y moderna zona de la ciudad que incluye oficinas, estudios, espacios comerciales, 378 apartamentos, aparcamientos, dos hoteles y una plaza pública.

Cuatro de los edificios integrados en Media City, fueron construidos con losas postesas. Tres de los edificios (bloque A, B y C) correspondían a edificios de oficinas y producción de la BBC –exceptuando el bloque B que también alberga apartamentos–. El cuarto edificio (bloque B4) correspondía a un nuevo campus de la Universidad de Salford.

La forma estructural básica de todos los edificios es una losa plana postesada de 275 mm de canto donde, algunos de los tramos el canto aumenta a 300 mm y 400 mm con el fin de adaptarse a tramos específicos de mayor luz [9].

El bloque B alberga oficinas de la BBC en la parte inferior y apartamentos de la planta 6 a la 21. Este mismo edificio también presenta un voladizo de grandes dimensiones en su parte este. Dicho voladizo cuenta con 10 tendones de 19 cordones y pretensado con una fuerza de 42000 KN.



Fig. 2.4.12. Edificios A, B y C de Media City (Manchester, Reino Unido)[9]

3. ESTRUCTURAS PRETENSADAS. GENERALIDADES Y ASPECTOS TÉCNICOS.

Este apartado pretende dar una visión global de diferentes aspectos relacionados con las estructuras pretensadas. Primero, el concepto general de pretensado, así como las tipologías existentes –pretensado con armaduras pretensadas y pretensado con armaduras postesas–, su comportamiento estructural y los elementos singulares necesarios para su concepción.

3.1 CONCEPTO DE PRETENSADO

El concepto de pretensado surge de la necesidad de aumentar las capacidades resistentes y el comportamiento estructural del hormigón armado como elemento estructural, siendo este insuficiente para según qué tipología estructural, ya sea por la funcionalidad que conllevan o la estética que exigen.

El pretensado introduce un sistema de cargas previo a la actuación de cargas exteriores, de una forma voluntaria y controlada, de cara a que el estado final resultante de tensiones sea el adecuado para la estructura en cuestión. Este sistema de cargas introducido se hace mediante la utilización de cordones o barras de acero tensadas desde sus extremos. Más adelante se comenta más a fondo la puesta en uso de estos elementos.

Generalmente aporta una posibilidad de aumento de luces, adoptando una mayor diafanidad de espacios y omisión de elementos verticales portantes. Por otro lado, también permiten una disminución del canto de las piezas tratadas, así como de la armadura pasiva necesaria.

Se diferencian dos tipos de pretensado: Pretensado con armaduras pretesas y con armaduras postesas.

- **Armaduras pretesas.** Se trata del método usado para piezas prefabricadas. En esta tipología de pretensado se adoptan trazados rectos tanto por su definición –tesado antes de vertido- como por su fácil y rápida ejecución en planta de prefabricación. Los cordones, dispuestos en bancadas, se tensan y quedan anclados. Seguidamente, se vierte el hormigón que, una vez endurecido queda completamente adherido al acero. Una vez el hormigón haya adquirido la resistencia suficiente se transfiere la fuerza de pretensado a la pieza, ya sea destensando los cables o bien cortándolos.



Fig. 3.1.1. Esquema de piezas de hormigón pretensado con armaduras pretesas.

Este método genera un buen vínculo entre las armaduras y el hormigón, el cual las protege de oxidación a la vez que permite la transferencia directa de la tensión gracias a la adherencia del hormigón al acero. Exigen fuertes puntos de anclaje y es por ello que son prefabricados en serie dentro de naves con las instalaciones adecuadas y permiten pretensar, en una sola operación, varios elementos.

Entre otros elementos, las piezas que más habitualmente se ejecutan con este tipo de pretensado son dinteles, paneles para cubiertas y entrepisos, vigas, viguetas y pilotes, aplicados a edificios, naves, puentes, gimnasios y estadios principalmente.

- **Armaduras postesas.** La principal diferencia del hormigón con armaduras pretesas es la aplicación de carga a los tendones, la cual se da después del hormigonado, una vez alcanzada la suficiente resistencia. En cuanto al trazado, permite variar la excentricidad dentro del elemento, logrando así estados tensionales y esfuerzos más ajustados a los deseados. Dichos trazados suelen ser parabólicos siguiendo la ley de momentos flectores para reducir estos esfuerzos al máximo. También cabe la posibilidad de que el trazado en armaduras postesas vaya por fuera de la sección, conocido como pretensado exterior.



Fig. 3.1.2. Esquema de pieza de hormigón con armaduras postesas

El proceso constructivo utilizado en esta tipología de pretensado, consiste en primer lugar, en el cimbrado y encofrado de la pieza, como cualquier estructura de hormigón construida in situ. A continuación, se disponen unas vainas con los cordones en su interior y se hormigona la pieza, evitando la filtración del hormigón en el interior de dichas vainas. Éstas, previo al hormigonado se sujetan a los elementos constructivos auxiliares para prevenir un desplazamiento accidental del trazado. Una vez endurecido el hormigón, se procede a la colocación de un anclaje mecánico (anclaje pasivo) en un extremo y se tesa desde el otro mediante un gato hidráulico. Una vez alcanzada la carga o tensión deseada, se ancla el extremo desde el que se ha tesado –anclaje activo–. Las cuñas son los elementos necesarios para anclar sendos extremos.

Posteriormente se inyecta en el interior de la vaina, para la protección del tendón, una inyección adherente (lechada de cemento) o no adherente (grasa u otro material de protección). La lechada de cemento tiene la función primordial de proteger al acero de la corrosión y evitar movimientos relativos entre los cables durante cargas dinámicas.

3.2 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE ESTRUCTURAS PRETENSADAS

Tanto el hormigón pretensado como el postesado responden a una necesidad de contrarrestar los esfuerzos y deformaciones que generan las cargas verticales que se transmiten a través de elementos verticales portantes, correspondiendo así a un diseño estructural más eficiente que el de hormigón armado [10].

De cara a visualizar la compensación de esfuerzos que presenta, a continuación, se consideran 4 vigas simplemente apoyadas –Fig2.4.3.1– las cuales a efectos de análisis estructural equivalen a forjados de hormigón armado o pretensado. Estas se muestran solicitadas por una misma carga vertical P y una fuerza de compresión C , correspondientes a los tendones tensionados. A raíz de éstas se generan los momentos de cada caso.

Diagramas de momentos totales

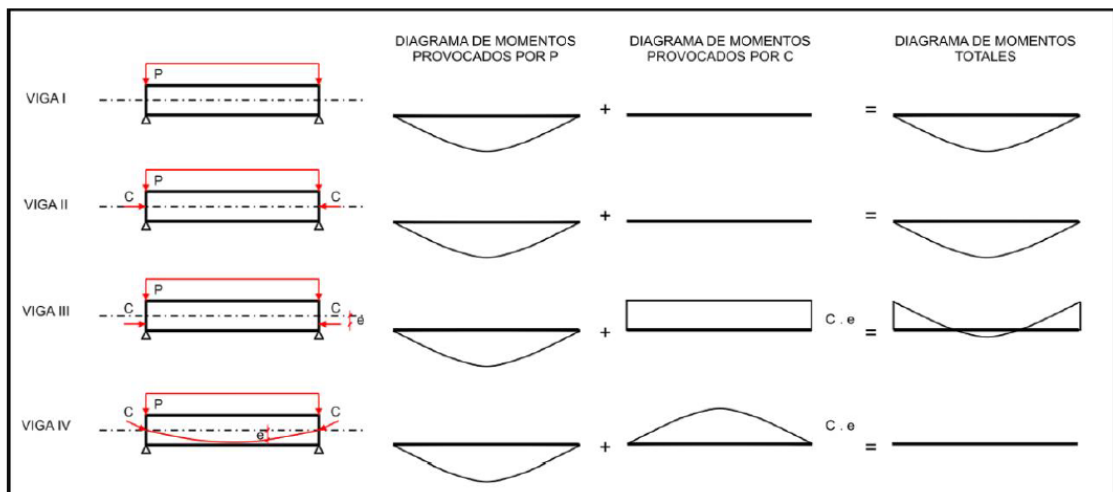


Fig. 3.2.1. Diagramas de momento en hormigón armado y pretensado.

La viga I se trata de un ejemplo de viga de hormigón armado, donde el momento resultante equivale al generado por la carga vertical, al ausentarse de cualquier tensión horizontal aplicada.

En la viga II se aplica una carga de compresión axial sobre el eje neutro de la sección, simulando la armadura activa. El hecho de colocar la armadura en esta zona no aporta ningún beneficio, ya que no contrarresta ni lo más mínimo el momento generado por la carga vertical a la que está sometida la pieza.

En el caso de la viga III nos encontramos con un ejemplo de viga pretensada, donde la tensión de compresión C es aplicada de forma recta y horizontal con una cierta excentricidad. De esta forma, el momento máximo dado en el centro se reduce significativamente, mientras que los extremos de la pieza se ven perjudicados dando como

resultado un exceso de momento. Pues el diseño deberá adecuarse a la corrección de este momento ocasionado en los extremos.

Por otro lado, la viga IV corresponde al caso teórico de viga postesada, la cual está sometida a una carga de compresión C con cierta excentricidad variable a lo largo de la viga, semejante a la curva de momento provocada por la carga vertical. Así pues, esta carga de compresión C simula la armadura activa dispuesta en las vainas de postesado. Como se puede mostrar en el diagrama de momentos final, la fuerza de postesado contrarresta en su totalidad la carga vertical presente sobre la viga, anulando por completo todo momento generado a lo largo de toda la viga.

Diagramas de tensiones en centro y extremos de la pieza de estudio

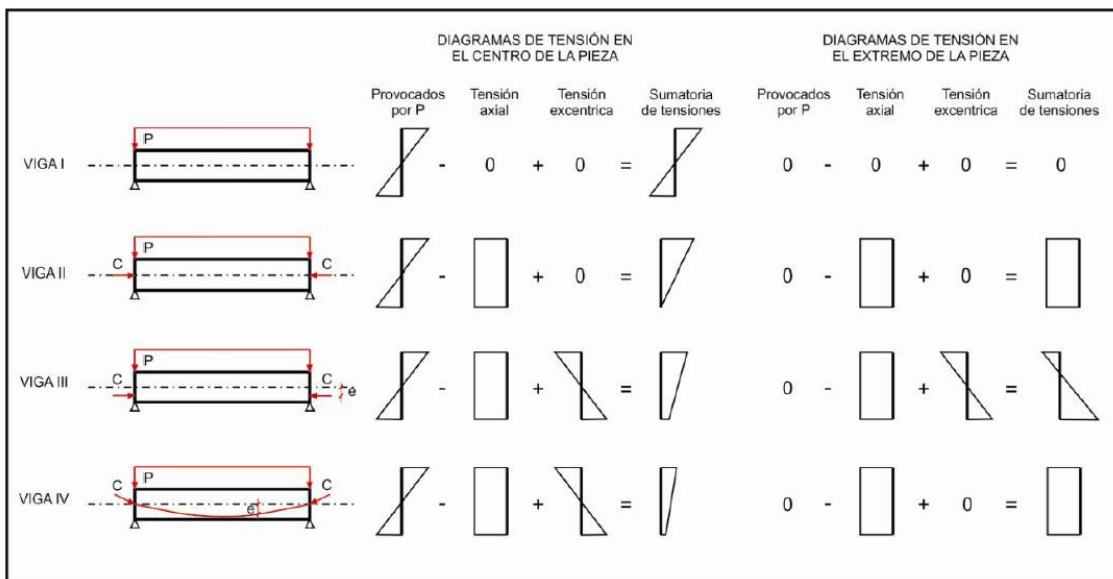


Fig. 3.2.2. Diagramas de tensiones

En esta otra figura, se muestran los diagramas de tensión correspondientes a las secciones en el centro de la viga y en los extremos de las mismas vigas.

En cuanto a la viga II, sí se aprecia una mejora en el comportamiento que ofrece en el centro de la viga al aplicarse la fuerza de compresión C en el eje neutro. Esto ocurre debido a las compresiones que provoca esta fuerza, las cuales disminuyen las tensiones generadas por P en la fibra inferior. Lo mismo sucede en las vigas III y IV, que disminuyen todavía más las tensiones generadas por el momento que provoca la excentricidad de la fuerza C .

En los extremos de las piezas, la viga I no tiene ningún tipo de esfuerzo debido a que no se encuentra solicitada. Se observa también, que las vigas II y IV sólo tienen esfuerzos de compresión, mientras que la viga III, dada la excentricidad de aplicación de la carga, presenta tanto esfuerzos de tracción como de compresión.

Como conclusión del análisis de estas dos figuras, se destaca que el acero de alta resistencia aporta una disminución tanto de los esfuerzos de tracción en la sección como de los momentos ocasionados en el centro de la pieza. Por otro lado, cabe señalar que la aplicación de armaduras pretensas (viga III) deriva en momentos y esfuerzos excesivos en sus extremos; sin embargo, estos son fácilmente corregibles mediante procedimientos sencillos.

3.3 SISTEMAS DE PRETENSADO

Para poder aplicar la técnica de pretensado, es necesario dotarse de un conjunto de elementos y accesorios particulares que lo permitan. Este conjunto se conoce como el sistema de pretensado, donde se encuentran, entre otros, gatos hidráulicos, anclajes, cordones, cuñas, placas... El objetivo de dicho conjunto se basa en la garantía de transmisión y anclaje de las fuerzas de pretensado y la durabilidad de éstos durante la vida útil de la estructura tratada.

Este sistema de pretensado debe ser detallado en un informe técnico por el suministrador de dicho sistema en el que se precisen todos los datos necesarios para poder redactar el proyecto y ejecutar las obras con adecuación. Como suministradores destacan, a nivel nacional e internacional, Freyssinet, Diwidag-Systems International, Mekano 4 “MK4”, BBR-PTE y CTT Stronghold (VSL, en España),

El informe debe contener, al menos, la siguiente información:

- Descripción y características de todos los elementos que componen el sistema: vainas, tendones, anclajes, gatos, equipos de tesado e inyección, etc.
- Descripción y características de las armaduras activas que deben utilizarse.
- Datos sobre el trato y su correspondiente puesta en obra de los tendones y anclajes.
- Coeficientes de rozamiento y valor de penetración en el anclaje, como bien puede ser en el caso de las cuñas.
- Valor del coeficiente de eficacia del tendón anclado.

3.3.1 ELEMENTOS SINGULARES DE LOS SISTEMAS DE PRETENSADO

En este apartado se especifican los elementos singulares necesarios que definen las estructuras de hormigón pretensado sea para estructuras con armaduras pretensas o postesas dado que los elementos de ambas tipologías son comunes. Que dichos elementos seas los mismos se debe, tal y como se ha comentado en el apartado anterior, a que la única diferencia entre ambas tipologías reside en el momento en que se transmiten las cargas al hormigón –anterior o posterior al vertido y fraguado-.

3.3.1.1 ARMADURAS ACTIVAS

Las armaduras activas son los elementos estructurales de acero de alta resistencia a través de las cuáles se aplican las cargas de pretensado. Sus elementos constituyentes pueden ser alambres, barras o cordones, siendo los cordones los más empleados en losas postesas de edificación.

Las características principales que se estudian para la definición de la calidad de estos aceros de alta resistencia son las siguientes.

- Diagrama Tensión – Deformación
- Carga unitaria máxima a tracción ($f_{m\acute{a}x}$)
- Límite elástico (f_y)
- Alargamiento remanente concentrado de rotura (ϵ_u)
- Alargamiento bajo carga máxima ($\epsilon_{m\acute{a}x}$)
- Módulo de elasticidad (E_s)
- Estricción (η)
- Aptitud al doblado alternativo (exclusivamente para alambres)
- Relajación
- Resistencia a la fatiga
- Susceptibilidad a la corrosión bajo tensión
- Resistencia a la tracción desviada (sólo para cordones de diámetro nominal igual o superior a 13mm)

Pues bien, como armaduras activas nos encontramos con los siguientes elementos:

- **Alambres**

Aceros de alto contenido en carbono y sección maciza derivados de un trefilado y estirado en frío para aumentar su resistencia a tracción. Suelen suministrarse en rollos y sus valores característicos de diámetro nominal (mm) se ajustan a la serie siguiente:

3 – 4 – 5 – 6 – 7,5 – 8 – 9,4 – 10

Estos alambres de pretensado deben cumplir ciertas características denotadas en la instrucción EHE.

- **Barras**

Aceros de sección maciza que se suministran únicamente en geometría rectilínea, suelen ser empleadas en piezas postesadas y de corta longitud en las que las pérdidas por penetración de cuña serían demasiado elevadas.

Las barras también están sujetas a restricciones en cuanto a las características mecánicas de cuerdo con la instrucción EHE.

- **Cordones**

Se tratan del elemento principal del tendón, definido en el siguiente apartado. Su función es la de recoger la fuerza introducida a la hora de tesar y transmitírsela a la estructura. Pueden ser lisos o grafilados y se diferencian en tres tipos según el número de alambres por los que están compuestos:

- Cordón de 2 o 3 alambres: se trata del conjunto de 2 o 3 alambres arrollados helicoidalmente, con el mismo paso y sentido de torsión, sobre un eje ideal común.
- Cordón de 7 alambres: se trata del conjunto de 6 alambres arrollados helicoidalmente, con el mismo paso y sentido de torsión y, los cuales, envuelven un alambre central recto cuyo diámetro supera entre un 2% y un 5% el diámetro del resto de alambres.

Cabe decir que, no obstante, en forjados postesados se usa únicamente el cordón de 7 alambres, el cual puede encontrarse fundamentalmente en dos diámetros: 15,2 mm y 16 mm y debe satisfacer las especificaciones de la norma EN 10138-3.

Estos elementos se suministran en rollos y se identifican mediante una etiqueta que contiene los datos siguientes:

- Designación del producto
- Número de rollo
- Nombre del fabricante y planta de fabricación
- Identificación del organismo de certificación y número identificativo de la certificación

- **Tendones**

Se entiende por tendón el conjunto de cordones enfilados dentro de un mismo conducto y que, a nivel de cálculo, se consideran como una sola armadura. Dicho conducto se conoce por el nombre de vaina. En el caso de armaduras pretesas, cada una de las armaduras individuales recibe el nombre de tendón.

- **Distribución de tendones**

La disposición de los tendones de postesado en planta se trata de un aspecto importante, ya que en función de esto el funcionamiento del postesado y sus prestaciones a nivel de transmisión de cargas varía. Esta variedad de distribución de tendones también corresponde a distintas dificultades de montaje.

Se proyectan 4 soluciones de disposición de tendones.

- Tendones concentrados en dos direcciones
- Tendones distribuidos en dos direcciones
- Tendones concentrados en una dirección y distribuidos en la otra
- Combinación de tendones concentrados y distribuidos en ambas direcciones

- **Tendones concentrados en dos direcciones**

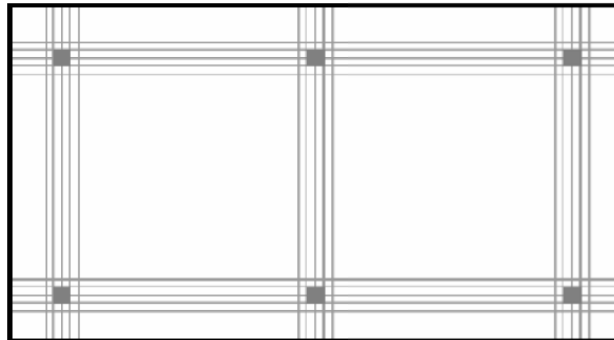


Fig. 3.3.1. Distribución de tendones; tendones centrados en dos direcciones.

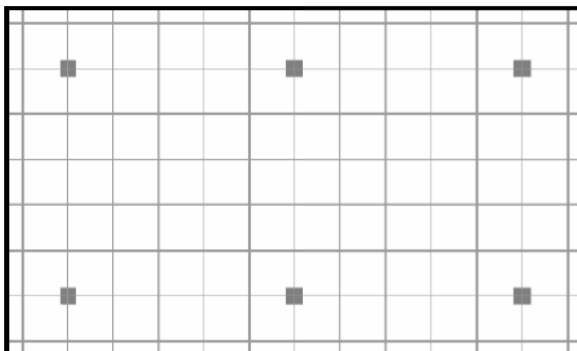
La configuración correspondiente a la mostrada a la Fig. 3.3.1.1, propone una distribución de tendones concentrados sobre las líneas de pilares, adoptando su trazado al cruce de todos ellos.

Este tipo de disposición se traduce una explotación máxima de la armadura activa frente a esfuerzos de punzonamiento, a lo cual se añade una sencilla puesta en obra.

Es destacable a su vez, el beneficio que aporta dicho funcionamiento frente a posibles modificaciones futuras en tramos centrales, ya que no se da la posibilidad de cortar ningún tipo de tendón dada su ausencia.

Sin embargo, la ausencia de tendones en los tramos centrales obliga a disponer de armadura pasiva para poder transmitir las tensiones desde el centro de la losa hasta las líneas de pilares.

- **Tendones distribuidos en dos direcciones**



El concepto de tendones distribuidos, tal y como se muestra en la Fig.3.3.1.2 plantea una distribución de tendones uniforme, longitudinal y transversalmente, a lo largo de toda la losa.

Fig. 3.3.2. Distribución de tendones. Tendones distribuidos en dos direcciones.

Dicha solución se caracteriza por un muy buen funcionamiento estructural, dado que reduce notablemente las deformaciones producidas a lo largo de toda la superficie de la losa. Por otro lado, como se puede deducir, la armadura pasiva a disponer en el centro del vano será menor.

No obstante, la puesta en obra se dificulta relativamente, ya que hay una alta probabilidad de que los trazados de los tendones de diferentes direcciones confluyan. El nivel de complejidad dependerá de la cantidad de tendones definidos por proyecto, es decir, a mayor cuantía de tendones mayor será la posibilidad de encuentro entre estos, lo cual comporta una mayor dificultad de montaje.

En el supuesto caso de una losa cuadrada de luces iguales, por ejemplo, y bajo unas cargas actuantes iguales en ambas direcciones, el trazado confluirá con toda seguridad. En esta situación pues, el trenzado de cables es más complejo y dificulta la puesta en obra y, en consecuencia, el tiempo de montaje.

Cabe añadir también, como es de presuponer, que la aportación de la armadura activa frente a esfuerzos de punzonamiento es prácticamente negligible.

- **Tendones concentrados en una dirección y distribuidos en la otra**

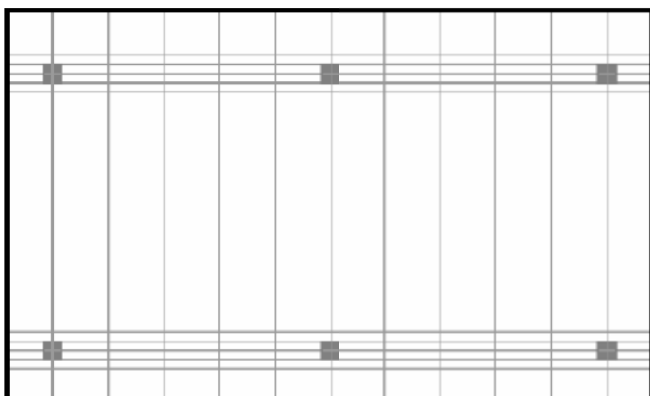


Fig. 3.3.3. Distribución de tendones. Tendones concentrados en una dirección y distribuida en otra.

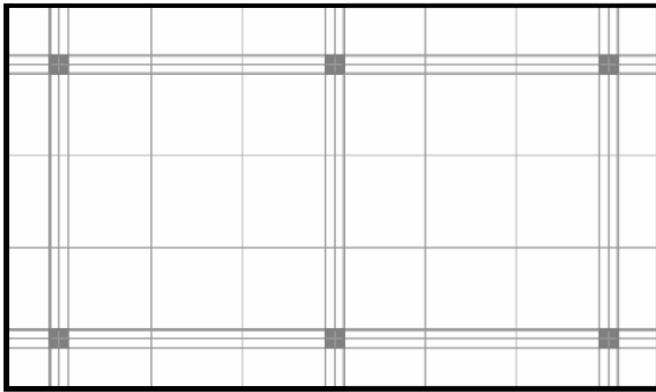
Esta opción de reparto de armadura activa reduce de forma destacada las interferencias entre tendones, por la cual cosa no presenta tantos problemas de cruces como la anterior disposición. Además, al menos en una dirección, contribuye a resistir esfuerzos de punzonamiento alrededor de los pilares.

Por otra parte, en el caso de losas planas con distribución irregular de pilares, la transmisión de esfuerzos a los elementos verticales es muy eficiente. Esto sucede ya que los tendones distribuidos -cuyo trazado pasa por los tramos centrales- transfieren las tensiones a la línea de pilares, desde la cual son los tendones concentrados los encargados de realizar su transmisión a los pilares.

La importante prestación que lo caracteriza, respecto al resto de disposiciones, es el notable comportamiento unidireccional en pre-rotura, previo a las solicitaciones de servicio.

Estas características pues, son las que hacen que sea la solución de disposición de tendones más habitual.

- **Combinación de tendones concentrados y distribuidos en ambas direcciones**



Esta tipología propone una disposición en la que la cantidad de tendones distribuidos, a lo largo de los tramos centrales, es igual a la cantidad de tendones concentrados, cuya trayectoria pasa por línea de pilares.

Fig. 3.3.4. Distribución de tendones. Tendones concentrados y distribuidos.

El objetivo de esta distribución pasa por combinar beneficios de las anteriores disposiciones propuestas. En este caso, el comportamiento frente a esfuerzos de punzonamiento sería elevado, sin embargo, se vuelve a dar el caso de cruce de tendones.

• **Vainas**

Se conoce como vaina el conducto por el que discurren los cordones y se encuentra embebido en el hormigón. Pueden ser metálicas o de plástico, especialmente de polietileno de alta densidad u otro material plástico no corrosivo.

3.3.1.2 ANCLAJES

Estos elementos se encuentran en los extremos de los tendones y permite transferir la carga aplicada a los cordones -mediante un gato hidráulico- a la estructura. Se conocen como anclajes placas metálicas, cuñas y otros elementos de protección frente a la corrosión. Existen dos tipos de anclajes: activos y pasivos. Los primeros, son aquellos desde los que se tensa (Fig. 3.3.1.5) mientras que los segundos son los que reciben la carga a través de tendón, pero no directamente del gato de tensado (Fig.3.3.1.6).

Una vez que el tendón se ha tesado se colocan las cuñas –dispuestas entre el cordón y el orificio de la placa de anclaje- clavándolas ligeramente y una vez el gato de tesado suelta el cordón este intenta retroceder clavando más las cuñas impidiendo su movimiento.



Fig. 3.3.1.5. Anclaje activo



Fig. 3.3.1.6. Anclaje pasivo.

El tamaño de los anclajes es variable dependiendo del número de cordones a anclar y suelen ser rectangulares. Además, el conjunto tendón-anclaje ha de ser capaz de resistir ensayos estáticos y de fatiga debido a las grandes tensiones que experimenta al transmitirse la carga.

4. LOSAS POSTESAS

4.1 PRESENCIA DEL POSTESADO EN ESPAÑA

El pretensado como tal ha sido de tardía aplicación en España. No obstante, en Europa se comenzó a implementar mucho antes que en Estados Unidos, siendo pionera en el uso en obra civil de dicha solución estructural.

En el ámbito de la edificación, sin embargo, sí que se fueron los americanos los primeros en aplicar el pretensado. A día de hoy, los forjados postesados suponen una de las técnicas constructivas más comunes en el campo de la edificación. Mayoritariamente se ha asentado en aquellas edificaciones caracterizadas por cargas relativamente elevadas y dotadas de unas luces considerables.

Los primeros casos de utilización de losas planas postesadas en el sector de la edificación datan de 1955 y, dicha introducción estructural surge fundamentalmente de la necesidad de reducir problemas asociados al uso de forjados de hormigón armado: reducción de peso, de flechas generadas y de anchos de fisura.

Hoy en día, en EEUU, por encima del 70% de acero activo que se consume se aplica en obras de edificación, siendo el resto objeto de obra civil. En cambio, la media europea de acero activo consumido en edificación es del orden del 10%, siendo España uno de los países por debajo de esta media [11].

Las razones primordiales que justifican esta baja aplicación en Europa son la falta de conocimiento y de experiencia de la técnica de postesado en proyectos de edificación. Dicha técnica, durante su existencia en la edificación a lo largo del siglo XX y parte del siglo XXI, se ha limitado mayoritariamente a obras singulares de edificación que, en cuanto a requisitos de proyecto, se ajustaban más a obras de carácter civil que de edificación.

Sin embargo, estos últimos años la progresión del empleo de esta tipología de sistemas estructurales ha conseguido aumentar su presencia en obras de edificación. Este progreso se debe a la mayor divulgación técnica y formación sobre proyectistas en cuanto a ventajas técnicas, costes y sostenibilidad que ofrece la técnica en cuestión.

Se augura que este progreso no decaiga, sino que, todo lo contrario, cada vez más se hagan alzar edificios sin complejas particularidades caracterizados por técnicas de postesado. La implementación reciente de procesadores de cálculo -CypeCAD, por ejemplo- capaces de resolver estructuras postesadas es un claro indicador de esta tendencia.

4.2 TIPOLOGIA DE LOSAS POSTESAS

A continuación, se hace una exposición de las diferentes categorías de losas postesas presentes en la edificación en función de las cargas actuantes según uso. Se clasifican principalmente en sistemas unidireccionales y bidireccionales. Dentro de cada sistema puede dividirse cada tipo en función del uso de vigas o ausencia de estas y del tipo de losa (maciza, aligerada o reticular).

Dentro de la categoría de sistemas unidireccionales, nos encontramos con:

- Losa con vigas planas unidireccionales
- Losa con vigas de canto unidireccionales

Por otro lado, se distinguen los siguientes sistemas bidireccionales postensados:

- Losas macizas planas
- Losas macizas con capiteles o ábacos
- Losas aligeradas
- Losas de vigas planas en dos direcciones
- Losas de vigas de canto en dos direcciones

4.2.1 SISTEMAS UNIDIRECCIONALES

Los sistemas unidireccionales son muy usuales cuando se dan luces muy distintas en las dos direcciones, donde básicamente las vigas se encargan de cubrir las luces mayores mientras que la losa asume las cargas de las luces menores.

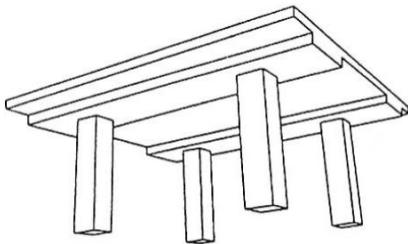


Fig. 4.2.1. Losa con viga plana

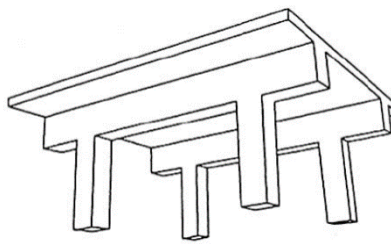


Fig. 4.2.2. Losa con viga de canto

Existen esencialmente dos tipologías: las losas con vigas planas y las losas con vigas de canto. La principal diferencia, a nivel estructural, radica en que la solución mediante vigas de canto abarca mayores luces a cubrir, mientras que las vigas planas admiten menores luces.

Por otro lado, más allá del resultado estético, las vigas de canto atienden a exigencias de canto de estas, fundamentadas en unos criterios de limitación de alturas.

La disposición de tendones suele ser concentrados en las vigas y distribuidos a lo largo de la losa en una sola dirección.

4.2.2 SISTEMAS BIDIRECCIONALES

- **Losas macizas planas**

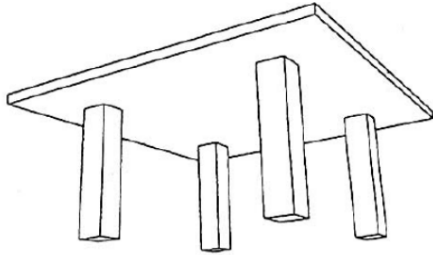


Fig. 4.2.3 Losa postesa maciza.

Esta tipología conlleva un sistema estructural capaz de abarcar luces de 7 a 11 metros para resistir cargas pequeñas o medias. En el caso de grandes cargas la luz característica es de 6 metros.

Por lo que a ventajas se refiere, suponen un encofrado muy sencillo dada la ausencia de elementos como ábacos o capiteles. Por otro lado, el aumento de luz supone mayores problemas de punzonamiento o, en su defecto, acumulación excesiva de armadura pasiva sobre pilares. Es importante también que, para vanos largos, su apropiado empleo requiere de grandes cantidades de hormigón (ausencia de aligeramientos) y, por consiguiente, genera mayores deformaciones que otras soluciones.

En el supuesto caso de luces muy distintas en ambas direcciones, no es recomendable su empleo. La solución pasaría por adoptar un armado postesado unidireccional y una solución de armado convencional para la otra dirección.

El trazado de tendones puede efectuarse de cualquier manera, siendo el más empleado el que dispone tendones concentrados en una dirección y distribuidos en la otra (más adelante se detallan las disposiciones de tendones), con la finalidad de reducir la deformación de la losa.

- **Losas macizas con capiteles o ábacos**

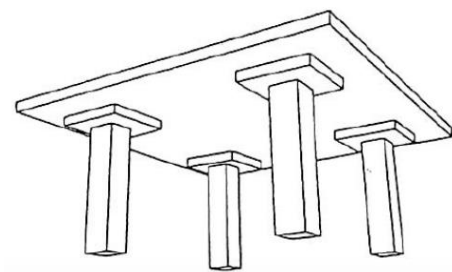


Fig. 4.2.4. Losa postesa con capiteles o ábacos.

Este sistema de losa postesada corresponde a casos de edificios para luces de hasta 13 metros, solicitados por cargas de mediana magnitud.

En cuanto a la resistencia a punzonamiento, supone un mejor comportamiento que las losas planas. A su vez, la armadura pasiva de refuerzo necesaria sobre apoyos es notablemente menor, dada la aportación de los ábacos o capiteles dispuestos.

Cabe destacar la diferencia entre capiteles y ábacos ya que, mientras los primeros únicamente aportan mejor resistencia al punzonamiento, los segundos ofrecen,

respondiendo ante unas dimensiones mínimas establecidas, también una mayor capacidad resistente frente a momentos sobre pilares.

El principal inconveniente es la complejidad (fundamentalmente de capiteles) y coste del encofrado.

En cuanto al trazado de tendones, las disposiciones mixtas (concentrados y distribuidos en sendas direcciones) serían las más habituales, pese a adaptarse a cualquier tipo de distribución. La elección atendería más a la regularidad y/o semejanza de luces en ambas direcciones, y no a la tipología de losa en sí.

- **Losas aligeradas**

Las luces capaces de abarcar esta tipología comprenden luces de, generalmente, hasta 15 metros ante cargas medias. Sin embargo, se han llegado a alcanzar forjados ejecutados con luces de hasta 30 metros con esta tipología, ante sobrecargas bajas.

Las ventajas que ofrecen este tipo de forjados son similares a los de losas bidireccionales macizas; no obstante, a igualdad de canto, cargas y luces, estas losas -dado el menor peso- tienen una mayor resistencia al punzonamiento y las deformaciones generadas con menores.

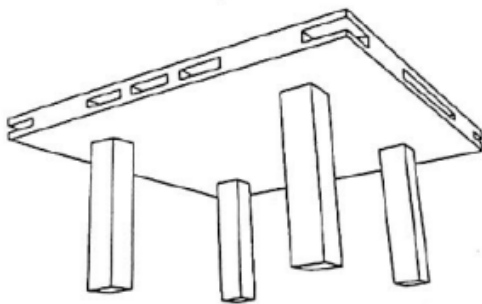


Fig. 4.2.6. Losa postesada aligerada

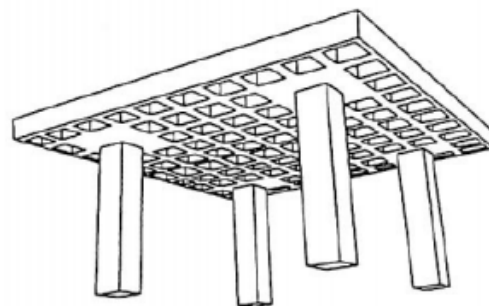


Fig. 4.2.5 Losa postesada aligerada

Los inconvenientes que ofrece este tipo de estructura pasan por un encofrado y armado de nervios de mayor grado de dificultad. Se deben cumplir unos requisitos mínimos de ancho de dichos nervios, a la vez que un mínimo espesor de losa y recubrimiento de cara a satisfacer condiciones de resistencia al fuego, así como el correcto hormigonado de los nervios -ya que es complejo dada la presencia tanto de armadura pasiva como de activa-.

La disposición de tendones suele ser bidireccional de tendones distribuidos a lo largo de los distintos nervios. En caso de disponer de zonas macizadas en las líneas de pilares, se aprovechará este espacio para disponer menor ancho de banda entre tendones y así acumular más armadura activa en estos tramos.

- **Losas de vigas planas en dos direcciones**

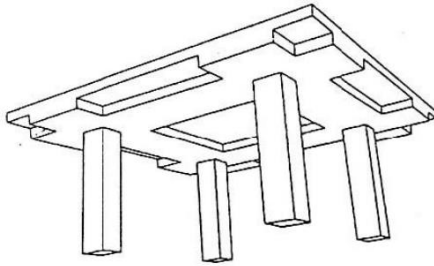


Fig. 4.2.7: Losa de vigas planas en dos direcciones

Es recomendable la utilización de este sistema para luces comprendidas entre 13 y 15 metros y parecidas en ambas direcciones sometidas a cargas medias o pesadas (del orden de 10 kN/m^2 o mayor).

La ventaja primordial de esta solución recae sobre las grandes luces que abarca frente a cargas pesadas.

Las desventajas que presenta son fundamentalmente económicas, a causa del alto coste de encofrado y la complejidad de posicionamiento de las diversas instalaciones que ofrece la estructura. Es por eso que no es habitual emplear este tipo de solución.

La distribución de tendones puede ser concentrada en ambas direcciones o mixta en ambas direcciones.

- **Losas de vigas de canto en dos direcciones**

La ventaja de este tipo de forjados es la de permitir a la estructura adoptar grandes luces –hasta 20 m– bajo cargas pesadas (superiores a 10 kN/m^2). Lo mismo que sucede con el caso de vigas planas, pero aún más ventajoso.

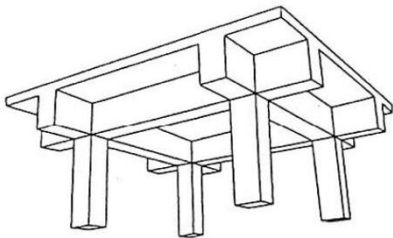


Fig. 4.2.8. Losa de viga de canto en dos direcciones

El problema que presenta es la restricción que las edificaciones, en carácter general, presentan en cuanto al canto total del forjado de cara a mantener ciertas alturas exigidas por normativa.

La disposición de tendones más habitual se corresponde a la misma presentada en el caso anterior, donde destacan disposiciones concentradas o mixtas en ambas direcciones.

4.3 CÁLCULO DE LOSAS POSTESAS

4.3.1 REPRESENTACIÓN DE LAS FUERZAS DE PRETENSADO MEDIANTE FUERZAS EQUIVALENTES

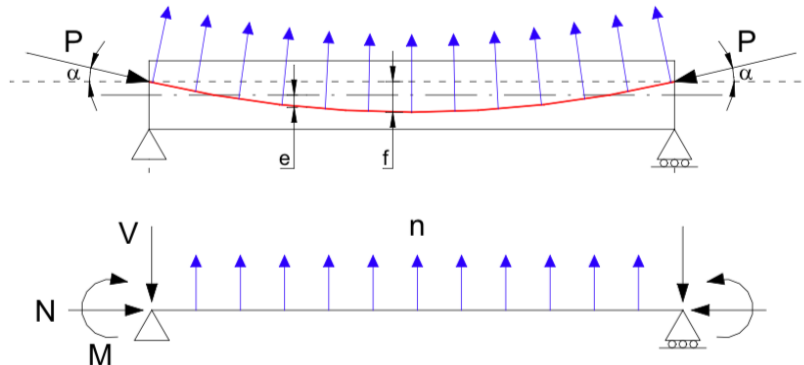


Fig. 4.3.1. Esquema del sistema de fuerzas equivalentes

El sistema de fuerzas equivalentes (Fig. 4.3.1.1) se obtiene del equilibrio del cable. En este se observa el trazado parabólico modelo con cierta información al respecto, como puede ser la carga de tesado (P), el ángulo de aplicación de carga (α) y la excentricidad (e) y máxima excentricidad (f) del trazado.

El sistema está formado por:

- Fuerzas y momentos concentrados en los anclajes (N , V , M).
- Fuerzas normales a los tendones (n), resultantes de la curvatura y cambios de dirección de los mismos.
- Fuerzas tangenciales debidas al rozamiento.

El valor de los esfuerzos concentrados en los anclajes se calcula a partir de la magnitud de la fuerza de pretensado en estos puntos, evaluada de acuerdo con la geometría del cable y de la zona de anclajes (Fig. 4.3.1.2).

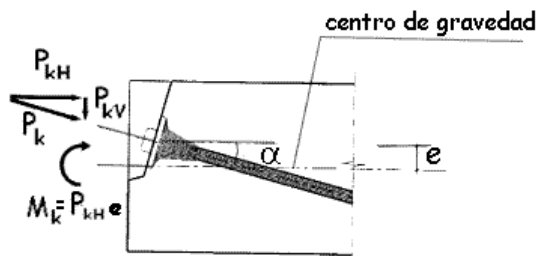


Fig. 4.3.2. Fuerzas en los anclajes

Por otro lado, el valor de las fuerzas normales actuantes a lo largo del cable se evalúa en función de la carga de tesado y la curvatura del tendón en cada punto; mientras que, las

fuerzas tangenciales son proporcionales a las normales según el coeficiente de rozamiento.

A continuación, se muestra una representación simplificada de las fuerzas proporcionadas por el pretensado (Fig. 4.3.1.3):

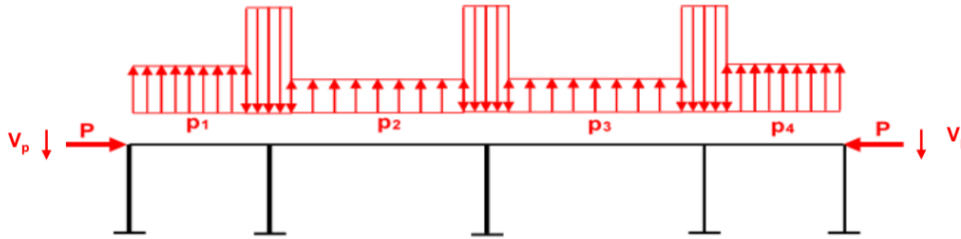


Fig. 4.3.3. Esquema de fuerzas proporcionado por el pretensado

Las cargas distribuidas verticales de sentido descendente, correspondientes a aquellas aplicadas sobre los pilares, son asumidas por estos mismos. Por consiguiente, se prescinde de estas cargas descendientes a la hora de analizar el comportamiento de la losa.

4.3.2 FASES DE CÁLCULO

- Fase inicial de cálculo (Etapa sin cargas)

Esta fase (Fig. 4.3.2.1) corresponde al análisis de los posibles efectos de pretensado excesivo. El análisis se lleva a cabo inmediatamente después del tesado del acero. Así pues, las cargas consideradas en el cálculo son las siguientes:

- Peso propio del forjado, correspondiéndose al valor actuante de fuerzas externas mínimas.
- Fuerzas equivalentes de tesado inicial, correspondientes a la máxima fuerza de tesado, teniendo en cuenta sólo las pérdidas instantáneas y omitiendo las diferidas.

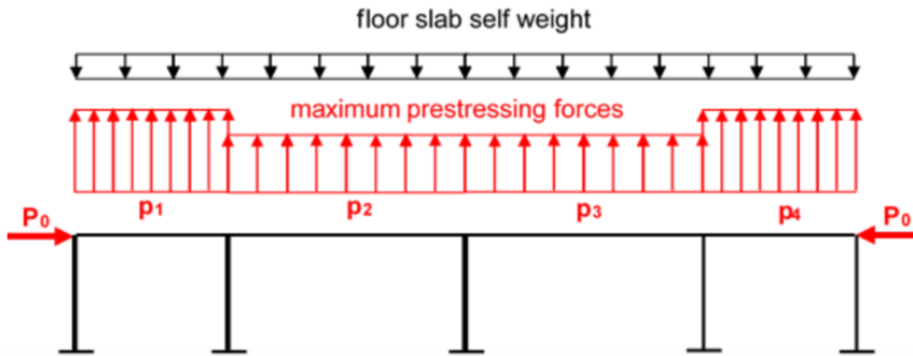


Fig. 4.3.4. Cargas consideradas en etapa inicial de cálculo

- **Fase final de cálculo (En servicio)**

En esta fase (Fig.4.3.2.2) se considera un análisis cuyo objetivo es verificar si el pretensado suministrado a la estructura es suficiente o no. Para ello el análisis se lleva a cabo en la etapa de carga final a tiempo infinito. En este caso distinguimos las siguientes cargas consideradas:

- Peso propio, sobrecarga de uso y cargas muertas, correspondientes al máximo valor actuante de fuerzas exteriores.
- Fuerzas equivalentes de tesado final, correspondientes a la mínima fuerza de tesado, teniendo en cuenta tanto las pérdidas instantáneas como las diferidas.

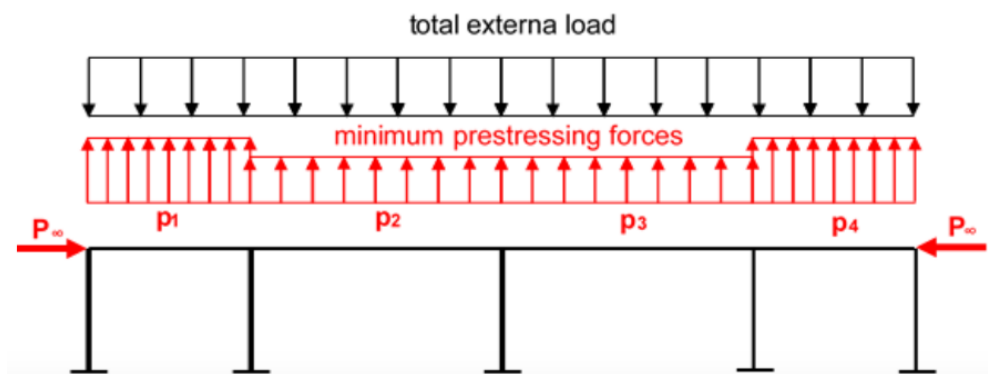
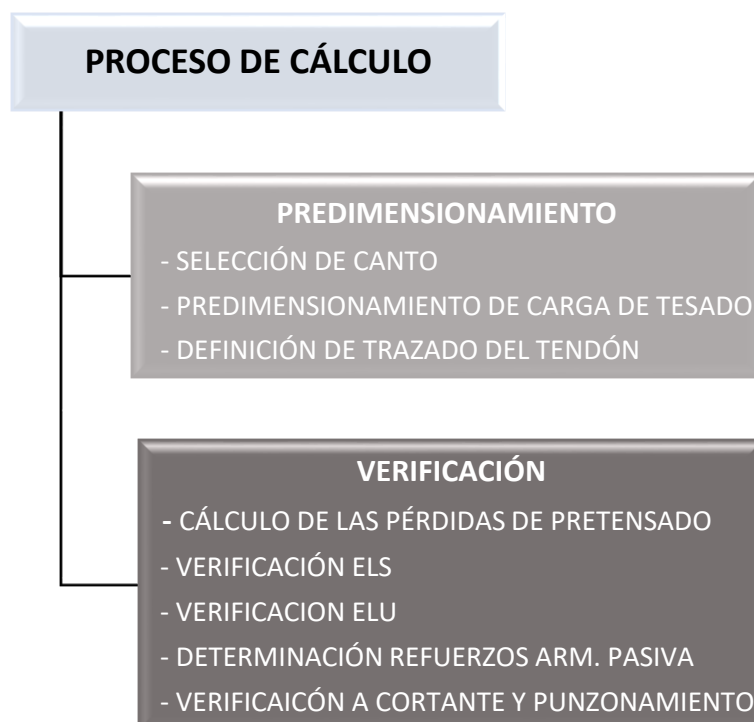


Fig. 4.3.5. Cargas consideradas en fase final de cálculo

4.3.3 PROCESO DE CÁLCULO



4.3.3.1 PREDIMENSIONAMIENTO

- Selección de canto

A nivel general, para una losa de canto constante a la que se quiere someter a unos esfuerzos de postensado, se puede predimensionar en función de la siguiente gráfica (Fig.4.3.3.1).

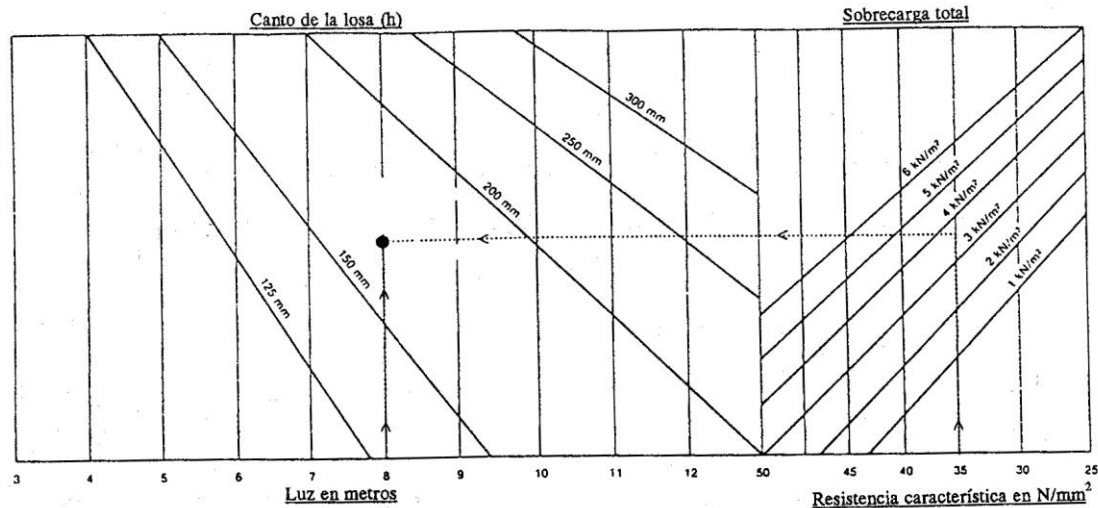
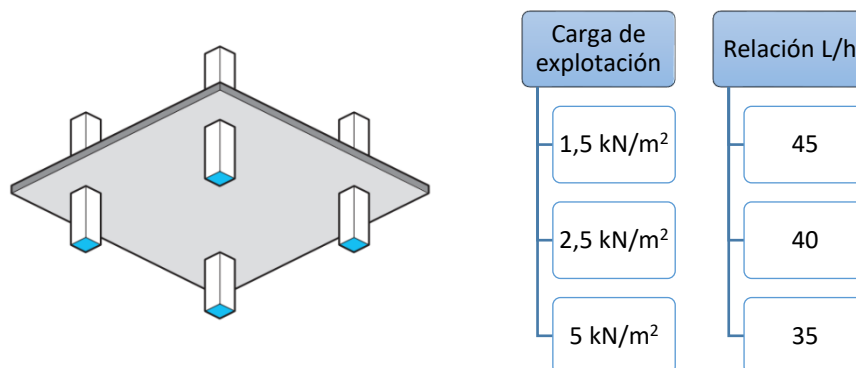


Fig. 4.3.6. Gráfica de predimensionamiento con las variables de canto, luz, sobrecarga y resistencia.

El criterio a seguir para adoptar un canto de losa de predimensionado se basa en tres aspectos: luces entre pilares (m), sobrecarga total (kN/m^2) y resistencia característica del hormigón (N/mm^2). El rigor a seguir es el establecido por la gráfica.

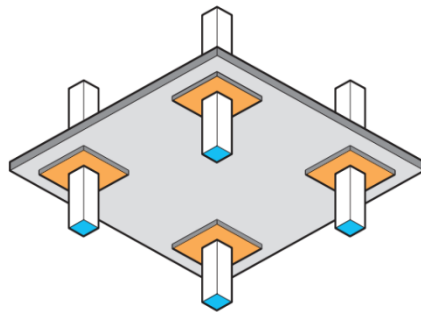
A continuación, se muestra un criterio de predimensionado aportado por la casa de pretensados Freyssinet, el cual incluye otras tipologías de losa postensada según disposición de cargas y luces diferenciadas. Así pues, según tipología y cargas recomienda establecer un criterio en forma de relación L/h .

- Forjado de losa plana bidireccional
 - Cargas de explotación relativamente ligeras o medias.



- Forjado de losa bidireccional con ábacos

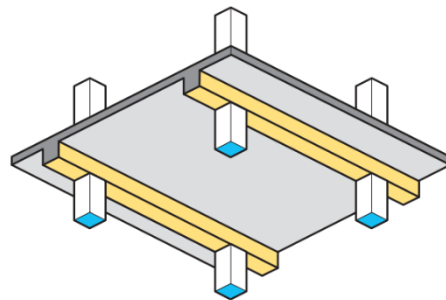
- Luces mayores y cargas de explotación medias.



Carga de explotación	Relación L/h
1,5 kN/m ²	50
2,5 kN/m ²	45
5 kN/m ²	40

- Losa portante unidireccional

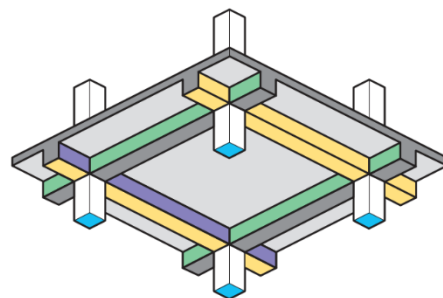
- Para forjados de luz dominante en una sola dirección.



Carga de explotación	Relación L/h
1,5 kN/m ²	55
2,5 kN/m ²	45
5 kN/m ²	35

- Losa portante bidireccional

- Para forjados de luces semejantes en ambas direcciones



Carga de explotación	Relación L/h
1,5 kN/m ²	70
2,5 kN/m ²	60
5 kN/m ²	50

- **Predimensionamiento carga de tesado**

Para ello se emplea el concepto de cargas equivalentes. La fuerza de tesado y el trazado del cable son escogidos con el fin de equilibrar un porcentaje de la carga permanente o bien del total de cargas externas actuantes, como por ejemplo puede ser el 100% del peso propio.

Así pues, el predimensionamiento se realiza adoptando una carga de tesado P y unas excentricidades e_{si} y e_{ci} (sobre pilares y a medio vano) en cada uno de los vanos de manera que, en cada uno de ellos, la fuerza distribuida resultante p_i sea ligeramente mayor que el porcentaje de carga que queremos contrarrestar (Véase Figura 4.3.3.2).

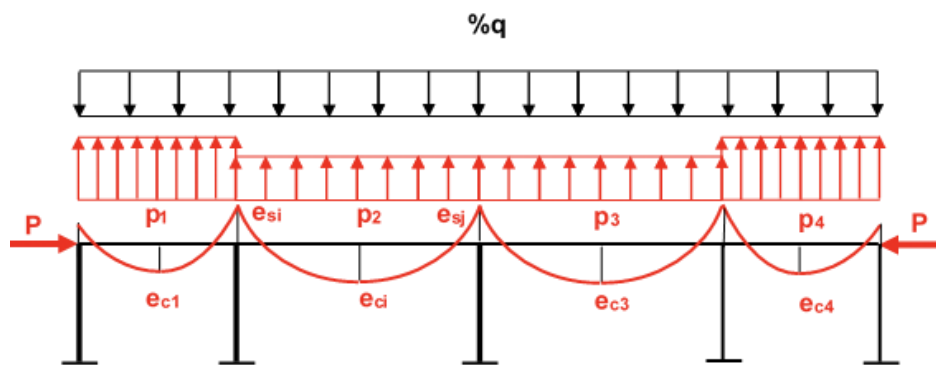


Fig. 4.3.7. Concepto gráfico del método de cargas equivalentes

De cara a obtener la cantidad mínima necesaria de armadura activa, se plantean las excentricidades máximas posibles tanto sobre los pilares como en los tramos intermedios de los vanos.

La fuerza P se mantendrá constante al largo de todos los tramos. Así pues, esta fuerza corresponderá a la fuerza efectiva que se debe garantizar al largo de la vida de la estructura, considerando el efecto de las pérdidas de pretensado.

En el predimensionamiento práctico se establecerá P presuponiendo unas pérdidas de pretensado máximas del 20% y un tesado al 75% de la carga última del tendón.

Una vez planteado el trazado con su correspondiente carga de tesado, se procede a la determinación de las pérdidas de tesado y, seguidamente, al cálculo de esfuerzos y su consiguiente verificación de los Estados Límites.

4.3.3.2 VERIFICACIÓN

- **PÉRDIDAS DE LA FUERZA DE PRETENSADO**

Las pérdidas ocasionadas en las losas postesas se diferencian en dos tipos: las pérdidas instantáneas: aquellas que se producen en el momento de aplicación de tensión sobre la estructura; y las pérdidas diferidas, aquellas que se producen conforme pasa el tiempo.

La suma de pérdidas totales se puede estimar alrededor del 15-20% de la carga de tensión aplicada. Por otro lado, las pérdidas instantáneas equivalen el 40% de las pérdidas totales.

Estas pérdidas deben ser específica y precisamente calculadas para cada estructura pretensada.

- **PÉRDIDAS INSTANTÁNEAS**

Las pérdidas instantáneas del postesado se producen durante la operación de tesado y en el instante de anclaje de las armaduras activas. Las pérdidas contempladas, según el elemento estructural de estudio, son las siguientes:

- Pérdidas por rozamiento
- Pérdidas por penetración de cuñas
- Pérdidas por acortamiento elástico

- **Pérdidas por rozamiento**

Las pérdidas por rozamiento son aquellas que se generan debido a la fuerza de rozamiento entre las armaduras y las vainas y dependen de:

- Variación angular total
- Trazado del tendón
- Distancia del trazado
- Coeficientes de rozamiento en curva y en recta

Como es de entender, a mayores distancias mayores serán las pérdidas generadas. Lo mismo sucede a mayores curvaturas de trazado, dado que los coeficientes de rozamiento en curva son más críticos. Por otro lado, el cálculo y la valoración de estas pérdidas se hace en función de la fuerza de tesado aplicada.

○ **Pérdidas por penetración de cuñas**

En el momento de tesar las armaduras activas, se disponen cuñas en los anclajes con el objetivo de mantener constante la presión inducida a la estructura una vez se extraen los gatos hidráulicos encargados de ejercer dicha presión. Sin embargo, no se puede asegurar la máxima contribución de estas cuñas, dado que al estar aplicando altas tensiones éstas tienden a penetrarse levemente, la cual cosa reduce el aporte tensional que se pretende. Mayores serán las pérdidas a mayor tensión aplicada.

En el caso de tendones postesados de trayectoria rectilínea y corta longitud, las pérdidas por penetración dependerán de:

- Penetración de cuña
- Longitud total del tendón
- Módulo de deformación longitudinal del acero
- Sección de la armadura activa

Por otra parte, en el resto de casos -tendones rectos de mayor longitud y tendones de trazados curvos-, la valoración de pérdidas pasa a tener en consideración los rozamientos de los conductos.

○ **Pérdidas por acortamiento elástico del hormigón**

En el instante de aplicación de la presión de tesado de los cables, se origina un acortamiento elástico del hormigón conforme se comprime. La cantidad de acortamiento elástico que contribuye a las pérdidas depende del método de pretensado.

Cabe señalar que, en el caso de tesar todos los tendones al mismo tiempo, la deformación elástica del hormigón sucede cuando se aplica la fuerza en el gato, donde se da un acortamiento inmediato, por lo que no se aprecian pérdidas; en cambio, en caso de un tesado consecutivo de tendones, sí se originarán pérdidas.

Durante la operación de tesado, en el caso de diversos tendones, los cuales se tesan sucesivamente, cada tendón tesado origina un acortamiento elástico del hormigón. Para una mejor comprensión del concepto, se explica de la siguiente forma. El primer tendón que se ancle, ya tensado, sufrirá una pérdida de esfuerzo cuando se tense el segundo, así como cuando se tense el tercero, tanto el primero como el segundo sufrirán una pérdida de tensión añadida; y así, sucesivamente.

El cálculo de estas pérdidas depende de:

- Sección total de la armadura activa
- Tensión de compresión
- Módulo de deformación longitudinal del acero

- Módulo de deformación longitudinal del hormigón para la edad j correspondiente al tesado
- **PÉRDIDAS DIFERIDAS**

Las pérdidas diferidas son aquellas transcurridas a lo largo del tiempo, después del anclado de los tendones y durante su puesta de servicio. Fundamentalmente se tratan de:

- Pérdidas por acortamiento del hormigón por retracción y fluencia
- Pérdidas por relajación del acero de alta resistencia.
 - **Pérdidas por acortamiento del hormigón por retracción y fluencia**

La primera se debe a un gradiente de humedades entre el material y el medio en el que está inmerso, y la segunda es debida a la aplicación de un estado tensional constante en el tiempo.

Ambas dependen de las características que presenta el propio hormigón.

- **Pérdidas por relajación del acero de alta resistencia**

Estas pérdidas originan unas caídas de tensión resistente en el acero, producidas por una deformación continua de este. El relajamiento del material continúa indefinidamente, aunque a una velocidad decreciente. La magnitud del relajamiento varía dependiendo del tipo y del grado del acero, pero los parámetros más significativos son el tiempo y la intensidad de la fuerza de tesado.

- **VERIFICACIÓN DE LOS ESTADOS LÍMITE**

Inmediatamente después del cálculo de pérdidas, se procede al análisis estructural de la losa en Estado Límite de Servicio (ELS) y Estado Límite Último (ELU).

Para ello, se pueden emplear varios métodos válidos para llevar a cabo dicho análisis de solicitaciones, todos ellos normalmente realizados mediante software especializado:

- Método de pórticos virtuales
- Método de emparrillado plano
- Método de elementos finitos

- **VERIFICACIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO**

- **Verificación Estado Límite de Fisuración**

El criterio a seguir para la verificación de la fuerza de tesado se basa en el ancho de fisura correspondiente a tanto la fase inicial de cargas (sólo peso propio) como a la fase final de cargas. Alternativamente, de manera más simplificada, hay unos límites de tensión establecidos por la propia Instrucción de Hormigón Estructural (Artículo 49º) de tensiones a tracción y compresión que deben tenerse en cuenta en la verificación.

Como se ha comentado anteriormente, en la verificación de la fase inicial de cargas se contemplarán las pérdidas instantáneas, mientras que las contempladas en la fase final de cargas serán las pérdidas totales –instantáneas y diferidas–.

Las combinaciones de hipótesis de cargas establecidas, así como sus coeficientes parciales de seguridad, vienen recogidos en los artículos 12º y 13º de la EHE.

Se ha de evitar la aparición de fisuras por compresión bajo la combinación más desfavorable de acciones correspondiente a la fase de estudio. En cuanto a la aparición de fisuras por tracción, la EHE propone dos caminos. Uno está basado en el cálculo de una abertura característica de fisura (w_k) que ha de ser menor o igual que una abertura de fisura máxima ($w_{máx}$). El otro es una simplificación para secciones pretensadas con armadura adherente en que se supone que no hay armadura pasiva.

- **Verificación Estado Límite de Deformación**

Tal y como se establece en la EHE, se procede a verificar el estado límite de deformación. La deformación total producida en un elemento de hormigón es la suma de diferentes deformaciones parciales que se producen a lo largo del tiempo por efecto de las cargas que se introducen, de la fluencia y retracción del hormigón y de la relajación de las armaduras activas. Las flechas deberán mantenerse dentro de los límites establecidos por a EHE.

La instrucción define la flecha total de una estructura como la suma de la flecha instantánea –calculado mediante la formulación de resistencia de materiales– y la diferida –flecha producida a causa de cargas de larga duración, fluencia y retracción del hormigón–.

- **VERIFICACIÓN DEL ESTADO LÍMITE ÚLTIMO**

Para las comprobaciones de los estados límites últimos y de acuerdo con la EHE, se calculan en cada sección, los esfuerzos ponderados de acuerdo con los coeficientes indicados en las tablas correspondientes de la instrucción y para los distintos tipos de acciones. Se tendrán que obtener los valores representativos de las acciones, a través de

los coeficientes de combinación definidos en la siguiente tabla y los valores de cálculo de las acciones.

Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
0,60	0,50	0,20

Estos coeficientes se corresponden con lo que en el apartado 95.2. de EHE se define como control a nivel intenso, que es el aplicable a la ejecución de estructuras de hormigón pretensado, debido a que el propio concepto de pretensado lleva aparejado un alto grado de especialización.

TIPOS DE ACCIÓN	Situaciones persistentes y transitorias		Situaciones accidentales	
	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	--	--	$\gamma_A = 1,0$	$\gamma_A = 1,0$

Una vez obtenidos y con dichos valores de cálculo se procede a la verificación de los estados límites definidos a continuación.

- **Agotamiento por Flexocompresión**

Esta verificación es parecida al correspondiente al hormigón armado, pero considerando los efectos de la armadura activa: la introducción de una fuerza de pretensado como axil exterior de compresión y el incremento de tracción en la armadura pasiva bajo la sobrecarga.

Dado el momento flector de diseño y el momento flector último resistido por la armadura activa, se comprueba si el momento a flexión de diseño es menor que el último; si es así, la armadura activa calculada es suficiente para resistir las sollicitaciones. Si no, es necesaria la aportación de armadura pasiva que aguantará la diferencia de carga entre ambas.

Cabe destacar que, en caso de no ser necesaria armadura pasiva, igualmente hay que atenerse a lo que EHE dice en su apartado 42.3.5 respecto a la disposición de armaduras geométricas mínimas. Estas armaduras se disponen para evitar la fisuración bajo efectos térmicos durante el curado y la retracción

Conviene resaltar que los programas de comprobación de secciones utilizan la armadura de pretensado como una acción interna para plantear el equilibrio de la sección. Por esta razón en la envolvente de las acciones obtenidas del modelo global de cálculo se considera únicamente el efecto hiperestático del pretensado y no el efecto isostático.

Normalmente no es necesario disponer más armadura pasiva que la cuantía mínima en centro de vano ya que, no se permite que el hormigón llegue a fisurarse. Esto, en el caso de losas unidireccionales isostáticas no se cumple.

Sí es normal la necesidad de disponer armadura pasiva adicional sobre los pilares. Normalmente los cables se agrupan por bandas (banda central y de soportes), pero la banda de soportes es más estrecha que en los forjados de hormigón armado bidireccionales. Esto es así, para que el pretensado contribuya más eficazmente a resistir el punzonamiento.

- **Punzonamiento**

Como se ha comentado a lo largo del documento, el empleo del pretensado en las losas permite reducir drásticamente el espesor de los forjados. Pero en muchos casos una limitación importante a la hora de adoptar el canto de un forjado es el estado límite de punzonamiento. Sin embargo, el pretensado es un elemento activo que contribuye a mejorar muy notablemente el comportamiento de una losa frente a este estado límite.

- **Esfuerzo Cortante**

El Estado Límite de agotamiento por esfuerzo cortante se puede alcanzar, ya sea por agotarse la resistencia a compresión del alma, o por agotarse su resistencia a tracción. Así pues, es necesario el cumplimiento simultáneo de las siguientes expresiones:

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

Donde V_{rd} corresponde al esfuerzo cortante efectivo de cálculo, V_{u1} el esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma y V_{u2} el esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

- **Zona de anclaje**

Cuando los cordones de pretensado se anclan al hormigón mediante un sistema mecánico, se transmite su fuerza a una placa de anclaje a través de cuñas o de rosca, y ésta la transmite al hormigón sobre el que se apoya, ejerciendo unas fuertes presiones de contacto. Las dimensiones de la placa deben ser las suficientes para repartir la fuerza de pretensado de forma que no rompa el hormigón bajo la placa.

Por otra parte, dado que se trata de una carga concentrada sobre un macizo, se generan tensiones de tracción elevadas, debiendo limitarse el valor de las mismas a fin de evitar la posible fisuración. En caso necesario, deberán aumentarse las dimensiones transversales de la pieza.

4.4 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

La losa postesa, en función de unos previos y adecuados cálculos, debe adaptarse a un óptimo plan de obra para su correcta ejecución. Así pues, la secuencia a seguir para su apropiada construcción en obra está conformada por los siguientes puntos a profundizar más adelante.

Para la adecuada disposición en obra de los tendones, primero de todo, una vez dispuesto el encofrado sobre la estructura a tratar, se procede al replanteo de los puntos de colocación de anclajes. Estos pueden ser marcados con spray en el encofrado lateral para su posterior perforación mediante taladro, dejando un orificio dispuesto para el posicionamiento del anclaje en cuestión, así como el enfilado de tendones a través de este.



Fig.4.4.1.. Zona de anclajes activos a espera de inicio de tesado

Antes de comenzar la puesta en obra de la armadura activa, se procede a la colocación del mallazo o armadura pasiva inferior. Una vez colocada, se puede proseguir con la disposición y enfilado de los tendones, con su correspondiente trazado establecido según proyecto.

Aquellos tendones que requieran de un anclaje pasivo, lo llevarán integrado en el propio tendón desde fábrica. Por otro lado, el anclaje activo irá firmemente sujeto al encofrado mediante el sistema de atornillado proporcionado por el fabricante, evitando así desplazamientos o variaciones en el ángulo de incidencia del gato hidráulico.

Así pues, para el enfilado de los tendones en las zonas de anclaje, se deberá colocar primero la armadura pasiva de reparto y, posteriormente se colocarán los cables en los anclajes. Para el correcto enfilado, primero se cortará la vaina que recubre dichos cables en las inmediaciones del extremo, aproximadamente a 0,5m del final de la vaina, distancia que permitirá un adecuado tesado. Para facilitar el enfilado, se emplearán tubos guía que orienten la correcta disposición del tendón.

Después de la operación de enfilado, se colocan los tendones en manojos en aquellas zonas replanteadas por las que, según lo estipulado en proyecto, deben pasar obligatoriamente. Este procedimiento permite trabajar en obra más eficientemente, sin necesidad de atender a posibles desvíos de los tendones, dado que se mantienen sujetos. Al mismo tiempo, la correcta colocación de tendones atiende al momento de vibración del hormigón, siendo recomendable mantener distancias entre los tendones superiores a 5 cm para facilitar el buen vibrado del hormigón.

En el caso de tendones adherentes, estos, previo a la inyección de lechada de cemento, serán purgados mediante aire para asegurar una correcta filtración del mortero.

Para una correcta disposición de la armadura activa se atenderá a las partes críticas del trazado: los puntos de excentricidad máxima (más cercanos al paramento superior) y de excentricidad mínima (más cercanos al paramento inferior). En el caso de los puntos más bajos del trazado, estos se inmovilizarán mediante bridas o alambres sobre la armadura



pasiva dispuesta. En cambio, los puntos más altos del trazado se mantendrán sujetos mediante el empleo de sillas o armaduras básicas electrosoldadas en celosía. En el caso de emplear alambres como medida de sujeción, se debe ir con cuidado de no cortar la vaina y exponer el tendón a la superficie.

Fig.4.4.2. Disposición de sillas como soporte de armadura pasiva superior.

La operación posterior al enfilado y colocación correcta de tendones es la disposición de la armadura pasiva superior. En este momento, se debe tener especial cuidado de no apoyar los soportes de dicha armadura sobre los cables, ya que podría inducir a daños o variaciones del trazado.

Una vez colocadas todas las armaduras pertinentes, se procederá al hormigonado. Este hormigón deberá ser fluido para asegurar su filtración entre armaduras y tendones y, a su vez, deberá disponer de una alta resistencia a edades tempranas. Durante este proceso se evitará el movimiento de cualquier elemento de la losa y, posteriormente a este, el vibrado se encargará de evitar la aparición de posibles coqueas que puedan inducir a la aparición de patologías futuras.

Luego del vertido de hormigón se realiza el curado de la losa mediante aspersores a las 3-4 horas de este momento en el cual comienza el fraguado del material. Esta operación se mantendrá en marcha durante 24 horas y, al día siguiente, se podrá acopiar material en las zonas macizadas de la losa, siendo las zonas aligeradas –en caso de haberlas- tramos críticos donde debe evitarse la disposición de materiales.

A continuación, cuando se nos comunique desde laboratorio que se ha alcanzado el 60-80% de la resistencia a 28 días, se podrá ejecutar el postensado de la losa. Para ello, en primer lugar, se desencofrarán las zonas de anclajes y, previo a la aplicación de tesado, se colocarán las cuñas en los anclajes activos y se pintarán los cables, con el objetivo de evaluar el alargamiento que padecen los tendones durante el tesado.

A la hora de proceder al tesado, el orden de este se considera un aspecto de vital importancia, dado que un orden de tesado incorrecta deriva en una mala aplicación del tesado y, en consecuencia, de una mala contribución de las cargas de desvío y un deficiente comportamiento estructural. Dicho de otra forma, el proceso de tensionado de los cables es primordial de cara a la correcta distribución de cargas de las losas a los elementos verticales.

Así pues, poniéndonos en el caso grafiado a continuación (Fig. 4.4.3), simulando el caso de disposición de tendones concentrados en una dirección y distribuidos en la otra, el correcto orden de tesado será el siguiente:

1. Tesar en primer lugar los tendones concentrados en las líneas AB definidas.
2. Tesar los tendones distribuidos en la otra dirección.

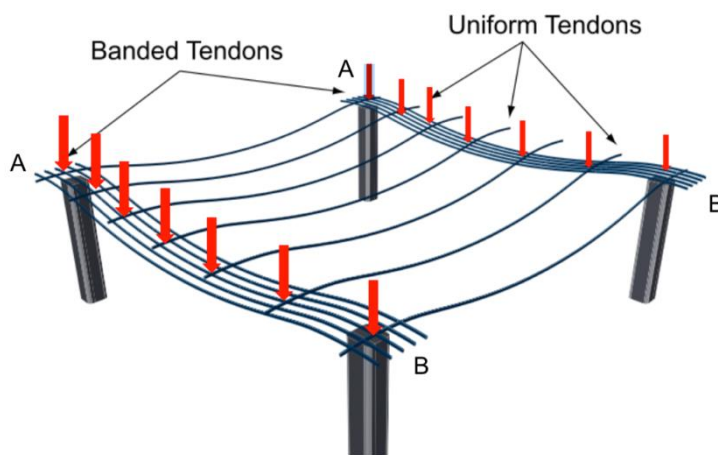


Fig.4.44.3.3 Esquema de tendones dispuestos concentrados en una dirección y distribuidos en otra.

El motivo de tensionar primero los tendones concentrados en la línea de pilares es porque, en caso de invertir el orden y tensionar primero los tendones distribuidos, se generaría un exceso de carga en forma de carga lineal sobre las líneas AB. Esto conllevaría, en primer lugar, que las cargas no se transferirían directamente hacia los pilares y, a su vez, la carga lineal mencionada podría traducirse en un colapso del encofrado.

El tensionado en primer lugar, de los tendones concentrados en las líneas de pilares origina una directa transferencia de cargas hacia los pilares y, es así la manera de evitar posibles problemas con el encofrado.

Una vez ya tesado, se procede al desencofrado y descimbrado de la losa, a lo que, con el tesado de cordones ya realizado, se cortarían los extremos de los tendones y se rellenarán de mortero las zonas de anclaje, para confinar dicha zona ante la entrada de agentes agresivos.

4.5 CONSIDERACIONES ADICIONALES

Las patologías que puede padecer la estructura suelen derivar de los producidos por el hormigón o el acero.

Aquellos problemas que puede presentar el hormigón son los siguientes:

- **Rotura del hormigón.**
El lugar donde es más susceptible de ocurrir este problema se encuentra en las zonas de anclaje, debido a las grandes tensiones concentradas. Esto suele darse cuando, en el momento de tesado, el hormigón todavía no ha alcanzado la resistencia característica deseada para el aguante de la fuerza de tesado.
- **Disminución de la capacidad portante.**
En el supuesto caso planteado en el anterior punto, de no disponer el hormigón de la suficiente resistencia a la hora de tesar o bien, que las condiciones del ambiente sean desfavorables (muy seco o muy húmedo), la capacidad portante de la estructura puede verse afectada y variar significativamente.
- **Recubrimiento insuficiente.**
Se debe prestar mucha atención al recubrimiento establecido de los cordones y verificar, previo al hormigonado de la losa, la buena disposición de los calzos y las sillas cuya función es mantener las distancias pertinentes en las partes críticas del trazado de mayor proximidad a paramento inferior y paramento superior. De lo contrario, los cordones pueden quedar expuestos al posible ataque de agentes agresivos externos y dañar sus propiedades.



Fig.4.5.1. Fisuración del hormigón a causa de las fuertes tensiones en la zona de anclaje.

Con tal de evitar estas patologías, se deberá utilizar un hormigón con la resistencia adecuada ($\geq 25 \text{ N/mm}^2$ según EHE, pese a ser recomendable un mínimo de 35 N/mm^2), así como también un vibrado preciso y cuidadoso en la zona de anclajes, con el fin de asegurar la compacidad del hormigón en dicha zona. En el caso de no poder evitar la aparición de ciertos huecos en las zonas de anclaje, se optará por rellenar estos huecos con mortero previamente a la ejecución de tesado.

Por otro lado, la operación de tesado se llevará a cabo una vez el hormigón correspondiente a las zonas de anclaje alcancen entorno del 60-80% de la resistencia a 28 días.

En el supuesto de, una vez realizada la operación de tesado, apreciar fisuras o rotura del hormigón, se debe recurrir a disponer refuerzos en las zonas de acción de dichos anclajes a base de chapas de acero. La finalidad de esta actuación es el aumento de capacidad resistente del hormigón mediante el confinamiento de éste y, asimismo, imposibilitar la penetración del anclaje el hormigón, originando un mejor reparto de las tensiones por unidad de superficie.

El acero, por otra parte, puede conllevar los siguientes problemas:

- **Rotura de cordones.**

En el caso de la incidencia de agentes externos sobre los cordones y la consecuente corrosión de estos, se puede generar como consecuencia la rotura del hormigón tanto superior como inferiormente ocasionando un posible levantamiento del pavimento o revestimiento de la losa.

- **Corrosión del armado.**

Este tipo de patología suele darse más en losas postesas resueltas mediante tendones no adherentes, dada su mayor exposición a agentes externos. La corrosión puede producirse debido a filtraciones de agua a través de fisuras prematuras previas al postesado, debidas fundamentalmente a un curado inadecuado del hormigón. Dicha corrosión también puede ser debida a una protección inadecuada o inexistente en la zona de anclaje.

- **Exceso de tesado.**

Una carga excesiva de tesado puede derivar en rotura, tanto del cordón como del hormigón. Es por eso, que se trata de un aspecto fundamental a tener en cuenta a la hora de proyectar el valor de carga del postensado.

Para evitar damnificaciones causadas por el acero, se deben colocar los cordones cuidadosamente según se contempla en el proyecto. Los elementos encargados de sujetar los cables para mantener la correcta trayectoria del trazado proyectado no deben dañar las vainas durante las operaciones previas al hormigonado, asegurándose que todas las vainas dispuestas estén en buenas condiciones.

Previo a la operación de tesado, se comprobará el estado del equipo de tesado, asegurando de esta manera la correcta aplicación de la fuerza necesaria marcada en proyecto y, posteriormente, comprobando que las deformaciones y alargamientos son los previstos según cálculos.

Por otro lado, es de suma importancia la protección apropiada de anclajes, con el fin de asegurar una buena resistencia frente a la corrosión y al fuego. Así pues, dichos anclajes deben estar embebidos completamente en la losa con el fin de alcanzar la protección deseada.

En el caso de que se produzcan daños, deberán ser reparados considerando el grado de afectación de estos sobre la losa. Esto es, porque según la gravedad de la patología, se recurrirá al rellenado de fisuras o se sustituirá parcial o totalmente el cordón dañado.



Fig. 4.3.35.2..Corrosión de un tendón postesado debido a la deficiencia de lechada de cemento

- **Encuentros con huecos**

No se deben realizar perforaciones en las zonas de cables, a no ser que se sepa con toda certeza que no se puede provocar la rotura de un tendón, lo cual contraería daños importantes. El uso de pistolas de clavos para hormigón también deberá realizarse con sumo cuidado.

La posibilidad de encuentro con huecos a lo largo de la losa genera relativos problemas de disposición de tendones, fundamentalmente en el anclaje de estos al hueco o sus alrededores. Es por eso, que se deben determinar unos tipos de disposición, pese a ser uno más ventajoso que el otro.

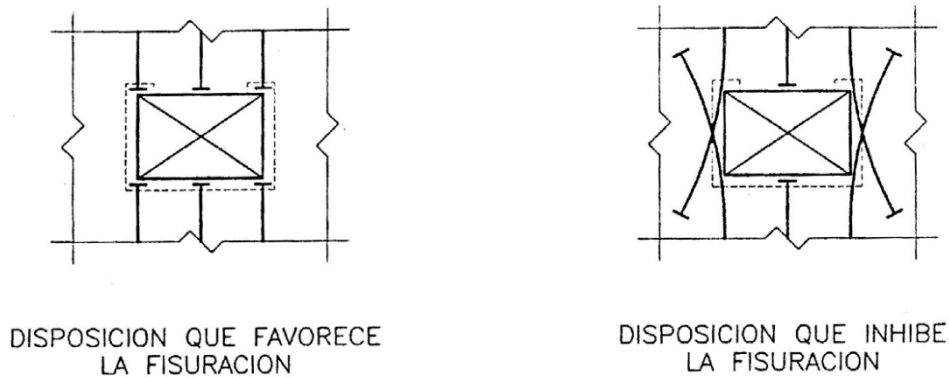


Fig. 4.3.35.3. Modos de disposición de los tendones

En el caso de la izquierda se adopta, a diferencia de la derecha, la misma solución de anclaje tanto para los tendones que alcanzan los bordes extremos de los huecos como para aquellos que se adhieren a los bordes interiores de estos. Esta disposición presenta problemas de fisuración en los tramos de losa adyacentes a los huecos, donde predomina ausencia de tendones.

En cambio, la disposición propuesta en la segunda figura pretende alargar estos tendones mediante una pequeña desviación horizontal, limitada por normativa, para así evitar e inhibir cualquier problema de fisuración.

4.6 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LA LOSA POSTESA FRENTE A OTRAS SOLUCIONES DE LOSA DE HORMIGÓN ARMADO

La utilización de la losa postesa supone las siguientes ventajas frente a forjados de losas armadas convencionales. Se comentan a continuación.

- Las fuerzas introducidas por el tesado neutralizan en una gran parte las cargas exteriores actuantes, reduciendo estas considerablemente.
- El postensado aporta un estado de compresión constante a la losa. Esto provoca una mayor compacidad, rigidez, durabilidad y estanqueidad que otras tipologías que no incorporan esta técnica y que, en su defecto, contemplan fisuras críticas de mayor ancho y sufren una deformabilidad instantánea mayor.
- La deformabilidad diferida, aquella generada por las cargas permanentes, también es menor debido a las cargas de desvío incorporadas al sistema mediante el postensado, esto es, porque se crean unas deformaciones y flechas permanentes contrarias a las cargas permanentes.

- Los forjados son más resistentes, dado que se ejecutan con materiales -tanto hormigón como acero- de alta resistencia.
- Su mejor comportamiento frente a la fisuración se traduce en una mejora de la resistencia de las armaduras frente a la corrosión, evitando filtraciones de agentes agresivos.
- Todas las características previas mencionadas aportan una posibilidad de reducción de canto de los forjados, reduciendo la armadura pasiva a emplear y el peso propio de la estructura permitiendo, a su vez, un aumento de luces entre pilares. La reducción de canto conlleva la posibilidad de elaborar un mayor número de plantas para edificios de gran altura con el consiguiente beneficio económico que ello supone. Todos estos aspectos se plasman en la Figura 4.6.1.

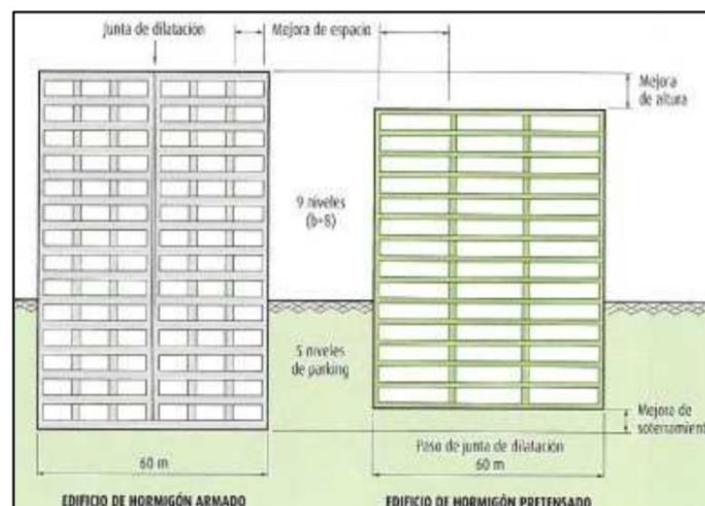


Fig. 4.3.36.4.6.1. Comparativa entre edificios de hormigón armado y hormigón pretensado

- Las altas resistencias conseguidas a edades tempranas permiten descimbrados en menores intervalos de tiempo, permitiendo así la continuación de trabajos en plantas superiores.
- Los plazos de ejecución en losa postesa se ven reducidos debido a la mecanización del proceso, así como la necesidad de emplear menor cantidad de hormigón y armaduras pasivas.
- La cimentación de una estructura postensada también puede ser más ligera debido a la disminución de las cargas que llega a esta.
- Resultan estructuras más económicas debido al ahorro de hormigón y acero frente a otras estructuras de resistencias similares.
- Se puede reducir el canto hasta un 30% sin disminuir la capacidad portante.

- Debido a la limitación de la fisuración su resistencia al fuego también es mayor.
- Con el trazado apropiado de tendones se aumenta la resistencia al punzonamiento.
- Presenta un ahorro en puntales y encofrados destacable debido a la posibilidad de desencofrar al tesar los cables –sobre el 3er después del hormigonado- liberando las plantas inferiores durante la ejecución de los forjados superiores.
- Respecto al punto de visto medioambiental el forjado postesado también presenta ventajas debido a la menor cantidad de materiales necesario durante su proceso de construcción, reduciendo la energía necesaria en el proceso.

Por lo que hace los inconvenientes de este tipo de forjado podemos destacar los siguientes:

- Todo y que el volumen de hormigón utilizado sea menor, el utilizado es de alta resistencia que tiene un precio mayor que los hormigones convencionales.
- Presenta la necesidad de mano de obra especializada para la colocación de los tendones y el posterior tesado de los mismos.
- Requiere de mayor espacio para encofrados debido a las zonas auxiliares para colocar los gatos hidráulicos.
- Debido a la esbeltez de la estructura requiere un control más exhaustivo de las deformaciones.
- Se trata de estructuras poco flexibles a la hora de hacer modificaciones posteriores a la ejecución, como por ejemplo la apertura de nuevos huecos.
- Las reparaciones del forjado –por ejemplo, debido a roturas de cables– son muy complicadas y requieren de mano de obra especializada.

5. CASO DE ESTUDIO

Una vez entendidos y analizados los aspectos referentes a las estructuras de hormigón pretensado en general y las losas postesas en concreto, en este apartado se pretende analizar y comparar a través de un caso de estudio, de forma práctica, los pros y contras que presentan los forjados definidos, extrayendo como conclusión una comparativa realista sobre qué aspectos hacen más o menos competentes la ejecución de losas postesas.

Para realizar dicho caso de estudio se ha optado por utilizar un programa informático específico de cálculo de estructuras, tanto para aprender el uso de una herramienta tan útil y extendida en el campo del cálculo de estructuras como para facilitar los cálculos, que a mano resultan largos y complejos, obteniendo así un resultado visual y verificado.

5.1 HERRAMIENTAS UTILIZADAS

5.1.1 Programa de cálculo estructural

Para el desarrollo del caso de estudio se ha empleado, fundamentalmente, CypeCAD, un programa de cálculo de estructuras de reconocimiento internacional. Dicho programa ha sido concebido para realizar el diseño, cálculo y dimensionamiento de estructuras de hormigón armado y metálicas para edificación y obra civil, sometidas a acciones horizontales, verticales y a la acción del fuego.

Estas estructuras pueden estar compuestas por: pilares (de hormigón, de acero y mixtos), pantallas y muros; vigas de hormigón, metálicas y mixtas; forjados de viguetas (genéricas, armadas, pretensadas, in situ, metálicas de alma llena y de celosía), placas aligeradas, losas mixtas, reticulares y losas macizas; y cimentaciones por losas, vigas de cimentación, zapatas y encepados. También dimensiona y comprueba uniones metálicas.

Previo al dimensionamiento final que realiza el programa (según la normativa aplicable), se debe introducir la geometría del edificio en cuestión mediante los elementos estructurales que se consideren pertinentes. Una vez se de la estructura por terminada, se procede al cálculo de la obra para así obtener el correspondiente armado pasivo que el programa considere oportuno, así como los isovalores y deformadas resultantes en la superficie de las diferentes plantas, entre otros datos.

Este proceso de cálculo mencionado puede o no incluir el dimensionamiento de la cimentación. En nuestro caso de estudio, se omitirá el cálculo de la cimentación y se evaluará únicamente el funcionamiento de la estructura obviando la cimentación.

5.1.2 Programa de delineación

AutoCAD se trata del programa de delineación por excelencia, pese a que últimamente estén apareciendo nuevos softwares mejor enfocados para la construcción, como pueden ser las herramientas BIM. El único uso que se le ha dado al proyecto de cara a la exposición del caso de estudio es la creación de las plantillas geométricas de las correspondientes plantas del edificio para su correcta adaptación al CypeCAD.

El programa ha sido un recurso básico para su modelización en CypeCAD, ya que crea ficheros en formato dxf y dwg, los cuales son esenciales para la puesta en marcha de la obra en el programa de cálculo estructural. Mediante el uso de estas plantillas, se consigue ajustar, con una precisión máxima de milímetros, el perímetro de las diferentes plantas a la vez que el posicionamiento de los distintos pilares o huecos pertenecientes al edificio.

En definitiva, la delineación de las plantas del edificio tratado se ha dado gracias a AutoCAD, mientras que la adaptación de éstas a un cálculo estructural se procede mediante CypeCAD, asimismo ayudado por unas referencias -que incorpora el propio programa- capaces de detectar los archivos provenientes de AutoCAD.

5.2 METODOLOGÍA UTILIZADA POR EL PROGRAMA

El programa procede al análisis de los elementos estructurales aplicando el método de rigidez. El análisis de las solicitaciones se realiza mediante un cálculo espacial en 3D, por métodos matriciales de rigidez, formando todos los elementos que definen la estructura: pilares, pantallas H.A., muros, vigas y forjados.

Así pues, la aplicación del método de rigidez se basa en una geometría de la estructura (introducción de vigas, pilares y forjados en Cype) y unas acciones contempladas (peso propio, cargas muertas y sobrecarga de uso) introducidas previas al inicio del cálculo. Es entonces cuando, aplicando las ecuaciones de compatibilidad, constitutivas y de equilibrio, el procesamiento de los datos se puede llevar a cabo.

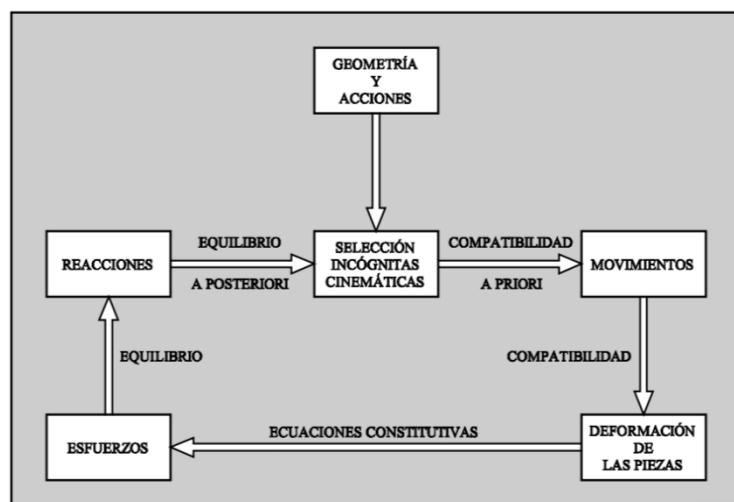


Fig. 5.2.1. Esquema funcionamiento del método de rigidez

5.2.1 Método de Rigidez

El método de rigidez se trata de un método de análisis de estructuras de formulación matemática compleja y, en consecuencia, formulado principalmente para su aplicación automática en programas informáticos.

Consiste en la identificación del número de movimientos, que determinan la deformación de la estructura analizada, mediante el cumplimiento -a priori- de las condiciones de compatibilidad de movimientos en los nudos de la estructura.

Como anteriormente se ha comentado, el método de rigidez parte de una geometría estructural y unas acciones sobre la estructura ya conocidas para poder realizar el cálculo de movimientos, esfuerzos y reacciones de la estructura.

El proceso secuencial que sigue el programa consiste en [12]:

1. Identificación del número mínimo de movimientos incógnita que determinan la deformación de la estructura, a base de considerar las correspondientes condiciones de compatibilidad en los nudos,
2. Resolver las piezas individuales, en función de las incógnitas cinemáticas, a base de satisfacer las condiciones de compatibilidad en las piezas,
3. Determinar las incógnitas cinemáticas, a base de imponer las necesarias condiciones de equilibrio en los nudos,
4. Determinar los movimientos, esfuerzos y reacciones en la estructura.

- **Consideraciones del método de rigidez**

El método de rigidez se basa en el cumplimiento de:

- **Compatibilidad.** La deformación es una función continua y tiene un valor único en cada punto. En consecuencia, los movimientos también lo son, y en particular, los movimientos en los extremos de las piezas que concurren en un mismo nudo son idénticos para todas las piezas.
- **Equilibrio.** Tanto la estructura globalmente como cada parte de la misma y, en particular, cada nudo y cada pieza de la misma están en equilibrio estático, bajo la acción de las fuerzas exteriores y de los esfuerzos internos.
- **Linealidad y principio de superposición.** La estructura se comporta linealmente tanto a nivel local (relación tensión-deformación según la Ley de Hooke), como a nivel global (relaciones desplazamiento-deformación y fuerzas-tensiones, según la hipótesis de los pequeños movimientos). En virtud de esta linealidad, es válido el principio de superposición.

5.2.2 Secuencia de cálculo del programa

El proceso secuencial de cálculo que sigue Cype es el determinado por las siguientes fases:

- La primera fase del programa será la generación de las estructuras geométricas de todos los elementos, formando la matriz de rigidez de la estructura.
- La segunda fase consiste en la inversión de la matriz de rigidez.
- En una tercera fase se obtienen los desplazamientos de todas las hipótesis definidas.
- La cuarta fase consiste en la obtención de las envolventes de todas las combinaciones definidas, para todos y cada uno de los elementos: vigas, forjados, pilares, etc.
- En la quinta y última fase se procede al dimensionamiento y armado de todos los elementos definidos, de acuerdo a las combinaciones y envolventes, geometría, materiales y tablas de armado existentes.

- **Consideraciones del programa**

Se establece la compatibilidad de deformaciones en todos los nudos, considerando 6 grados de libertad, y se crea la hipótesis de indeformabilidad del plano de cada planta, para simular el comportamiento rígido del forjado, impidiendo los desplazamientos relativos entre nudos del mismo (diafragma rígido). Por tanto, cada planta sólo podrá girar y desplazarse en su conjunto (3 grados de libertad).

La consideración de diafragma rígido para cada zona independiente de una planta se mantiene aunque se introduzcan vigas, y no forjados, en la planta.

Cuando en una misma planta existan zonas independientes, se considerará cada una de estas como una parte distinta de cara a la indeformabilidad de esa zona y no se tendrá en cuenta en su conjunto. Por tanto, las plantas se comportarán como planos indeformables independientes. Un pilar no conectado, por ejemplo, se considera zona independiente.

Para todos los estados de carga se realiza un cálculo estático (excepto cuando se consideran acciones dinámicas por sismo, en cuyo caso no se contempla en el caso de estudio) y se supone un comportamiento lineal de los materiales y, por tanto, un cálculo de primer orden, de cara a la obtención de desplazamientos y esfuerzos.

En las Estructuras 3D integradas dispondrá siempre de 6 grados de libertad por nudo.

- **Discretización de los elementos estructurales**

La estructura se discretiza en elementos tipo barra, emparrillados de barras y nudos y elementos finitos triangulares, según el elemento estructural a tratar, de la siguiente manera:

- *Pilares*
Se simulan como barras verticales entre cada planta y dispone de nudos en cada arranque de pilar sobre viga, forjado o cimentación.
- *Vigas*
Están formadas por diversas barras consecutivas, los nudos de las cuales se tratan de las intersecciones que se dan con las barras generadas a raíz de la discretización del forjado correspondiente.
- *Forjados reticulares*
La discretización de los forjados reticulares se traduce en mallas de elementos tipo barra cuyo tamaño es de un tercio del intereje definido entre nervios de la zona aligerada. La dimensión de estas mallas es constante a lo largo tanto de la zona aligerada como de la maciza.
- *Losas macizas*
Los paños de losa maciza se discretizan en mallas de elementos tipo barra de tamaño máximo de 25cm.

5.3 CARACTERÍSTICAS DEL EDIFICIO DE ESTUDIO

El edificio a tratar es un caso modelo correspondiente a un edificio de uso residencial. Dicho estudio omite, a efectos de cálculo, la acción de fuerzas horizontales como viento o sismo, en cuyo caso tampoco contraería grandes problemas dada la pequeña altura del edificio. Consta de una planta sótano (cimentación) y, sobre rasante, una planta baja seguida de 4 plantas más (las cuales se denominarán como planta tipo), sumadas a una planta cubierta. Todos los elementos verticales portantes evaluados se tratan de pilares rectangulares de hormigón armado.

Como bien se sabe, un edificio está compuesto por tres sistemas: estructura, instalaciones y particiones. Ya que el caso corresponde a evaluar el funcionamiento estructural del edificio, se dejan de banda los dos últimos sistemas mencionados, para centrarse únicamente en la estructura.

Esta estructura está caracterizada por el número de plantas ya mencionado, las cuales, excepto la planta cubierta (8x8 metros), disponen de unas distintas dimensiones longitudinal y transversal; de 32 y 24 metros, respectivamente. A lo largo de estas

distancias –exentas del uso de juntas de dilatación- se establece una luz igual entre pilares para todas las direcciones, siendo esta de 8 metros y, a su vez, una disposición de huecos de manera aleatoria simulando así la presencia de, ya bien sean elementos de transporte vertical o elementos propios de instalaciones.

Por otro lado, el edificio mide un total de 15 metros, cuyas distintas alturas introducidas -respetando normativa del CTE- en el programa, correspondientes a las diversas plantas del edificio, son las siguientes (Fig.5.3.1):

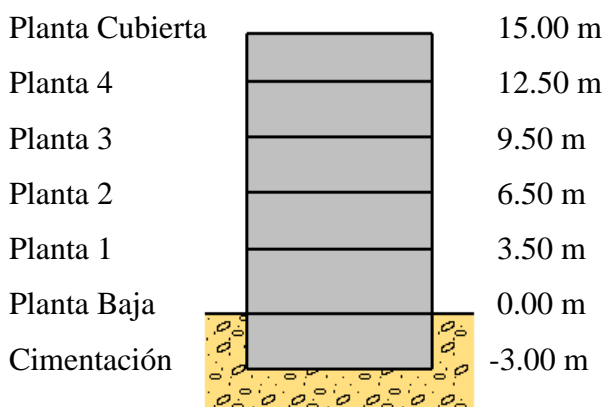


Fig. 5.3.1. Detalle alturas edificio

Por lo que a situaciones de carga se refiere, el peso propio de los forjados se calcula automáticamente por el programa. Por otra parte, tanto las sobrecargas de uso como las cargas permanentes se deben introducir en función del servicio que pretenden ofrecer las correspondientes plantas del edificio, así como los materiales a emplear para particiones y/o revestimientos dispuestos sobre estas, tal y como figura en el CTE:

Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso

Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m ²]	Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2
B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de acceso al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	5	4
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5	4
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5	4
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2	20 ⁽¹⁾
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente ⁽²⁾			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación ⁽³⁾	G1 ⁽⁷⁾	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 ^{(4),(6)}	2
			Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁶⁾	0,4 ⁽⁴⁾	1
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

Fig. 5.3.2. Tabla correspondiente a las sobrecargas de uso según categoría de uso.

Así pues, se plantea la planta baja como una zona de uso común de categoría C2, la cual está sometida a una sobrecarga de uso de 4 kN/m^2 . La planta tipo (plantas 1, 2, 3 y 4) corresponde a viviendas, por lo que la sobrecarga de uso es de 2 kN/m^2 a lo largo de todas estas plantas. La cubierta, por último, se trata de una cubierta accesible únicamente privadamente, así es que se le aplica una sobrecarga de 1 kN/m^2 . La planta sótano, como cimentación que es, no se evalúa.

Las cargas permanentes consideradas son de 1 kN/m^2 para planta baja, de 2 kN/m^2 para la planta tipo, y de 1 kN/m^2 para la planta cubierta.

Como replanteo, se han determinado unos pilares de 30×30 , previo al cálculo y dimensionamiento y su consecuente verificación.

En definitiva, el diseño del edificio ha sido delineado conforme las siguientes características y/o restricciones:

- Ausencia de juntas de dilatación
- Presencia de vigas planas
- Ausencia de vigas de canto
- Alturas de plantas de entre 2,50m y 3,50m
- Luces $8 \times 8 \text{ m}$
- Huecos de elementos de transporte vertical y pasos de instalaciones
- Pilares 30×30



El motivo que lleva a adoptar esta serie de directrices pasa por la modelización de un edificio lo más real posible -luces limitadas y huecos dispuestos- y ateniéndose a normativa, al mismo tiempo que no suponga grandes complejidades estructurales -ausencia de juntas de dilatación, complejas geometrías, estructuras de contención y vigas de canto-. Esto último se hace con el fin de simplificar el cálculo y extraer unos resultados más precisos y cercanos a la realidad ya que, CypeCAD, pese a contener grandes prestaciones también contiene algunas limitaciones de cálculo donde se rige por algunas hipótesis acotadas y prescinde, a su vez, de ciertas verificaciones estructurales y/o normativas de relevancia.

La modelización en CypeCAD depende del replanteo del edificio, es decir, de los archivos que se importan de AutoCAD. Este replanteo debería seguir unas pautas de distribución de la planta según normativas arquitectónicas a nivel residencial. Sin embargo, el tiempo invertido en la proyección del replanteo de la obra sería, en comparación a la implicación de éste en nuestro análisis, excesivamente elevado. Es por eso que se ha decidido plantear un replanteo virtual, considerando ciertas condiciones -algunas ya comentadas anteriormente- que acostumbran a tener los edificios convencionales, así como huecos dispuestos, luces no muy elevadas y particiones (tabiquería y fachada) consideradas arbitrariamente, entre otras.

Así pues, este replanteo modelo de nuestro edificio se expone en esta página y la siguiente mediante la representación de las plantas en planta (Fig. 5.3.3, Fig.5.3.4 y Fig. 5.3.5):

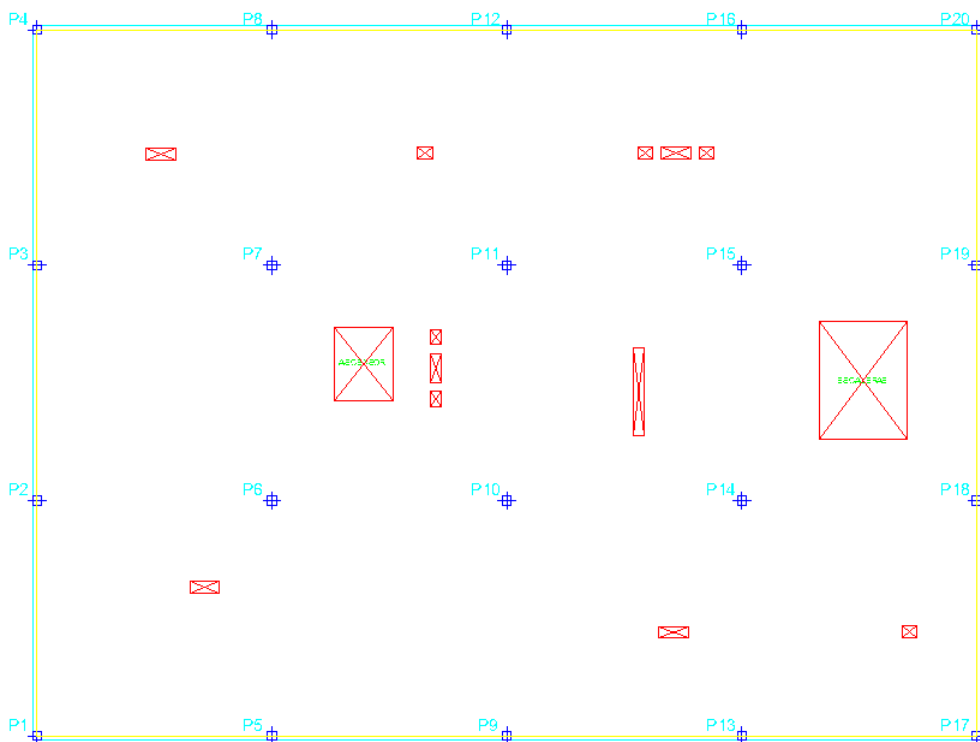


Fig. 5.3.3. Vista en planta del replanteo de planta baja

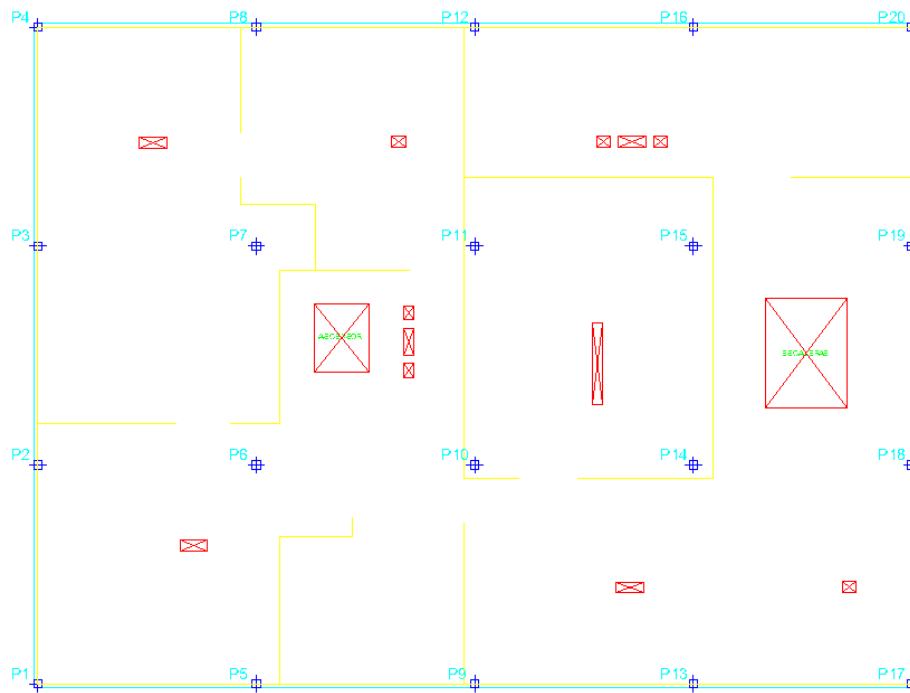


Fig. 5.3.4. Vista en planta del replanteo en planta tipo

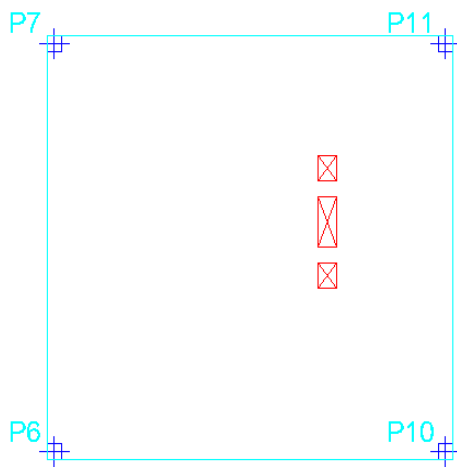


Fig. 5.3.5. vista en planta del replanteo de planta cubierta

En estas tres figuras, como se ha comentado, se exponen las vistas en planta de planta baja, planta tipo (1~4) y planta cubierta.

Todo aquello grafiado en cian corresponde al perímetro estructural del forjado; los pilares están representados en azul marino, mientras que los huecos en rojo; y, a tabiquería y fachada le corresponden aquellas líneas de color amarillo, siendo necesario su trazado con el fin de evaluar las cargas lineales que se deben contemplar en el proceso de cálculo de CypeCAD.

Como se detalla en las figuras 5.3.3 y 5.3.4, las únicas diferencias que se perciben entre planta baja y el resto de plantas, exceptuando planta cubierta, son las cargas lineales a considerar. Mientras que en planta baja sólo se contemplan las cargas lineales de fachada, correspondientes a 10 kN/m, en la planta tipo se añaden cargas lineales referentes a las particiones interiores, correspondientes a 5 kN/m.

El diseño, una vez proyectado en Cype, configura el aspecto siguiente (Figuras 5.3.6 y Fig. 5.3.7):



Fig. 5.3.6. Modelado 3D del edificio

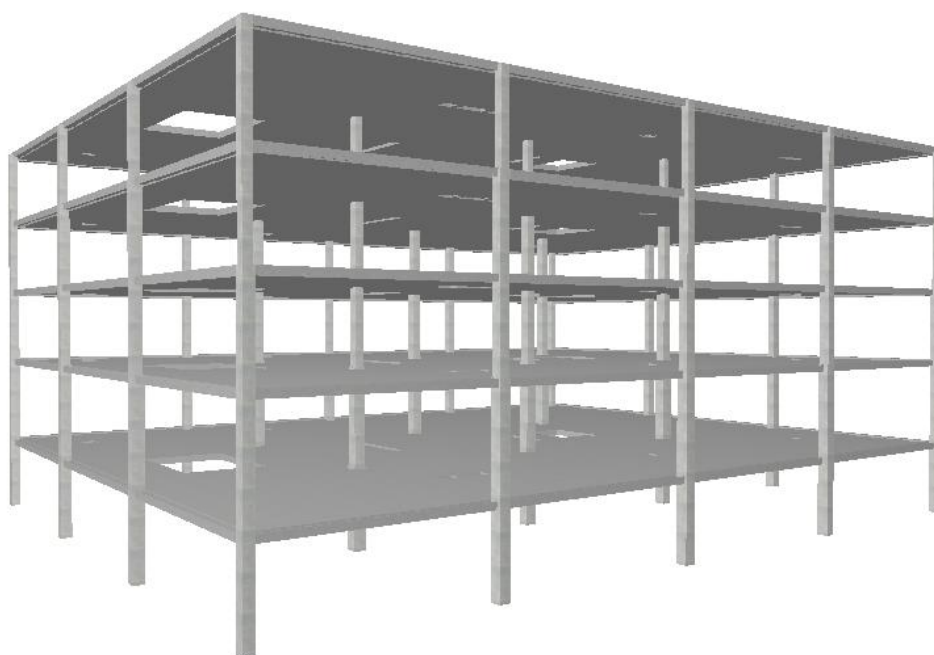


Fig. 5.3.7. Modelado 3D del edificio

5.4 NORMATIVA APLICABLE

El marco normativo en el cual se establecen y desarrollan las exigencias básicas de calidad de las edificaciones y sus instalaciones es el Código Técnico de la Edificación (CTE). El programa establece parámetros de cálculo y verificación estipulados en dicho documento.

Este Código Técnico de la Edificación surge de la Ley 38/1999 de 5 de noviembre, de Ordenación de la Edificación y determina el proceso básico de la edificación fijando los requisitos que deben tener los edificios estableciendo también, los agentes que intervienen, sus obligaciones y responsabilidades, así como las garantías de protección a los usuarios.

Las exigencias básicas contenidas en el CTE se desarrollan en la Parte 1 y en los Documento básicos. También existen los documentos reconocidos del CTE –reconocidos por el Ministerio de Fomento, pero sin carácter reglamentario– que son documentos complementarios que completan el marco reglamentario facilitando el cumplimiento de las exigencias básicas.

Además, y también desarrolladas por el Ministerio de Fomento, existen un conjunto de herramientas oficiales que sirven de ayuda para la utilización del CTE, como el catálogo de Elementos Constructivos, Documentos de Apoyo, etc.

El CTE también es un instrumento para la inclusión de las directivas europeas. La Directiva 2010/93/UE de Eficiencia Energética, es un instrumento a nivel europeo que fija pautas a seguir por los estados miembros relativas a la eficiencia energética de los edificios. El objetivo de dicha directiva es conseguir, de cara a 2020, que el consumo energético de los edificios sea prácticamente nulo. Esta Directiva se incluye en parte a través del CTE mediante el DB HE–Documento Básico en materia de ahorro energía–. Este Documento básico pues, tiene por objeto establecer reglas y procedimientos que permiten cumplir las exigencias básicas de ahorro de energía.

Además del CTE hay otras reglamentaciones de obligado cumplimiento siendo referencias externas al mismo, como son las Instrucciones de Hormigón EHE, la norma de construcción sismorresistente, Reglamentos de Instalaciones Térmicas de los Edificios (RITE), etc.

Directiva Europea: Edificación Sostenible.

La directiva europea 2010/93/UE pretende para 2020, la sostenibilidad en los edificios y ésta constituye el marco legal principal de la UE en materia de ahorro y eficiencia energética de los edificios. Dicha normativa quiere dar respuesta a 3 objetivos principales:

1. Requisitos mínimos de eficiencia energética

Este primer punto corresponde a los requisitos mínimos de eficiencia energética, para los edificios nuevos, para la renovación de edificios y para la sustitución o modernización de elementos constructivos de edificios ya construidos.

2. Certificación energética

Las autoridades de cada país miembro deberán tener un procedimiento establecido de certificación energética. Esta certificación ofrecerá información sobre la calificación energética de un edificio, así como pautas de mejora energética del mismo.

3. Edificios de consumo de energía casi nulo

Este punto pretende que, a partir del 31/12/2020, la energía requerida para el uso de todos los edificios de nueva construcción sea proveniente de fuentes renovables producidas en la misma o en su entorno.

Así pues, se intuye con estas directrices que nos dirigimos hacia un cambio en la forma que se diseñarán los edificios. El hecho de diseñarlas para que sean energéticamente sostenibles determina poner una gran prioridad, por ejemplo, en el diseño de las instalaciones por delante de otros sistemas como el estructural o el sistema protector con las correspondientes consideraciones técnicas que esto supone.

5.5 CÁLCULO ESTRUCTURAL DE LOSA MACIZA

5.5.1 CARACTERÍSTICAS Y RESULTADOS DEL FORJADO CALCULADO

Los forjados empleados en el primer caso de estudio se proyectan como losas macizas de hormigón armado de un canto de 30 cm, desde planta baja hasta planta cuarta, y de 35 cm para la losa de cubierta. El hormigón con el que se ha resuelto la estructura está dotado de una resistencia de 25 N/mm², mientras que el acero empleado es de tipo B500S. Los forjados han sido modelizados a su vez junto con otros elementos horizontales portantes (vigas planas) distribuidos a lo largo de estos. Estos elementos auxiliares se han considerado oportunos de cara a aportar mayor rigidez estructural y monolitismo siendo, probablemente, no suficiente la sola disposición de la losa maciza.

5.5.1.1 Armadura Pasiva

El forjado de 30 cm de canto tiene un peso propio resultante de 6,25 t/m². La armadura pasiva base incorporada a lo largo de este es de varillas de un diámetro de 12mm dispuestas cada 15 centímetros (ϕ12a15), tanto superior como inferiormente y en ambas direcciones.

A esta armadura se le suman los refuerzos superiores correspondientes a zonas de pilares y los refuerzos inferiores dispuestos sobre vanos intermedios. La cuantía total de armadura pasiva empleada asciende a un total de 133474 kg de acero B500S, desglosada por plantas como se adjunta a continuación.

PB

Elemento	Barras (kg)
Losas macizas	3767
Armado base	18827
Vigas	943
Pilares	3407
Total	26944
Índices (por m²)	35.29

Plantas 1, 2 y 3

Elemento	Barras (kg)
Losas macizas	3 x 4047
Armado base	3 x 18833
Vigas	3 x 1358
Pilares	6529
Total	79243
Índices (por m²)	34.59

P4

Elemento	Barras (kg)
Losas macizas	3784
Armado base	18838
Vigas	1629
Pilares	693
Total	24944
Índices (por m²)	32.67

PC

Elemento	Barras (kg)
Losas macizas	331
Armado base	1627
Vigas	288
Pilares	97
Total	2343
Índices (por m²)	34.41

5.5.1.2 Punzonamiento

El comportamiento frente a punzonamiento se ha resuelto de la siguiente manera:

- **Planta Baja**
 - **Pilares interiores:** 5 refuerzos a 45° de 8 mm de diámetro, de un ancho de refuerzo de 20 cm y dispuestos 1 metro desde soporte.
 - **Pilares perimetrales:** 5 refuerzos a 45° de 10 mm de diámetro, de un ancho de soporte de 30 cm y dispuestos 1 metro desde soporte. Algunos necesitados de varillas de $\phi = 12\text{mm}$.

- **Plantas 1, 2 y 3**
 - **Pilares interiores P14 y P15:** 5 refuerzos a 45° de 8 mm de diámetro, de un ancho de refuerzo de 20 cm y dispuestos 1 metro desde soporte.
 - **Pilares de apeo a Planta Cubierta (P6, P7, P10, P11):** 5 refuerzos a 45° de 10 mm de diámetro, de un ancho de soporte de 30 cm y dispuestos 1 metro desde soporte.
 - **Pilares perimetrales:** 5 refuerzos a 45° de 12 mm de diámetro, de un ancho de soporte de 30 cm y dispuestos 1 metro desde soporte.

- **Planta 4**
 - **Pilares interiores:** 5 refuerzos a 45° de 8 mm de diámetro, de un ancho de refuerzo de 20 cm y dispuestos 1 metro desde soporte.
 - **Pilares perimetrales:** 5 refuerzos a 45° de 10 mm de diámetro, de un ancho de soporte de 35 cm y dispuestos 1 metro desde soporte. Algunos necesitados de varillas de $\phi = 12\text{mm}$.
 -

- **Planta Cubierta**
 - **Pilares P6, P7, P10 y P11:** 5 refuerzos a 45° de 10 mm de diámetro, de un ancho de refuerzo de 30 cm y dispuestos 1 metro desde soporte.

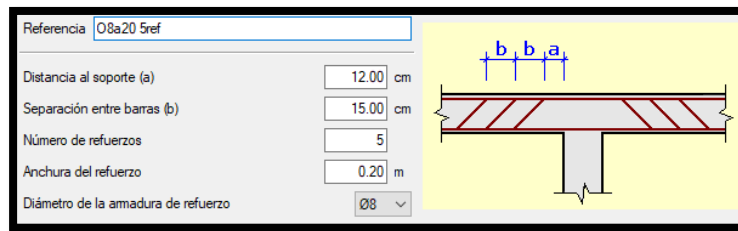


Fig. 5.5.1. Criterios de cálculo ante punzonamiento

5.5.1.3 Deformada

El programa no comprueba automáticamente la limitación de flecha en forjados de losa maciza. Es por eso que se debe atender a dicha verificación de manera manual, consultando los valores de flecha elástica entre dos puntos cualesquiera.

Según la ventana de resultados, donde se acceden a unos resultados y unos isovalores consecuencia de hipótesis y combinaciones de cálculo, se pueden consultar los puntos más críticos. Para ello, se ha evaluado la combinación pésima, correspondiendo a la actuación de todas las fuerzas exteriores al mismo tiempo (Peso Propio, Cargas Muertas y Sobrecarga de Uso).

Así pues, los resultados que se muestran a continuación verifican la flecha máxima que se origina a lo largo de todas las plantas, siendo estas inferiores a la limitación de flecha establecida por el CTE para estructuras de edificación ($f > L/400$).

- **Planta Baja**

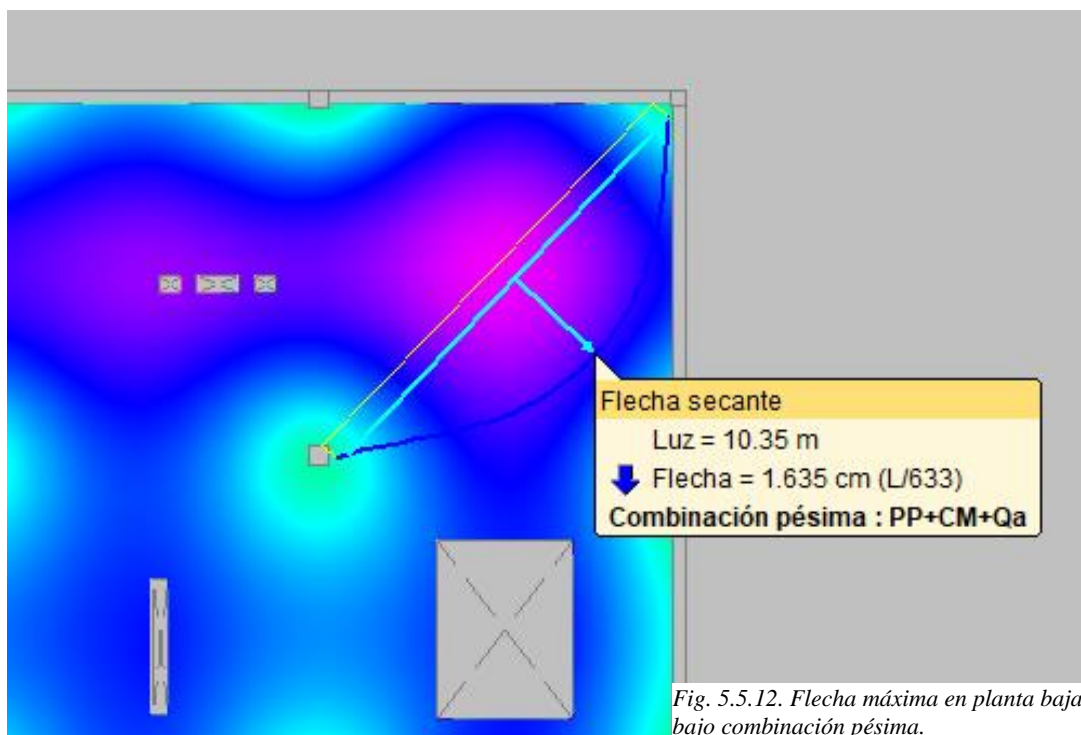


Fig. 5.5.12. Flecha máxima en planta baja bajo combinación pésima.

- **Planta Tipo**

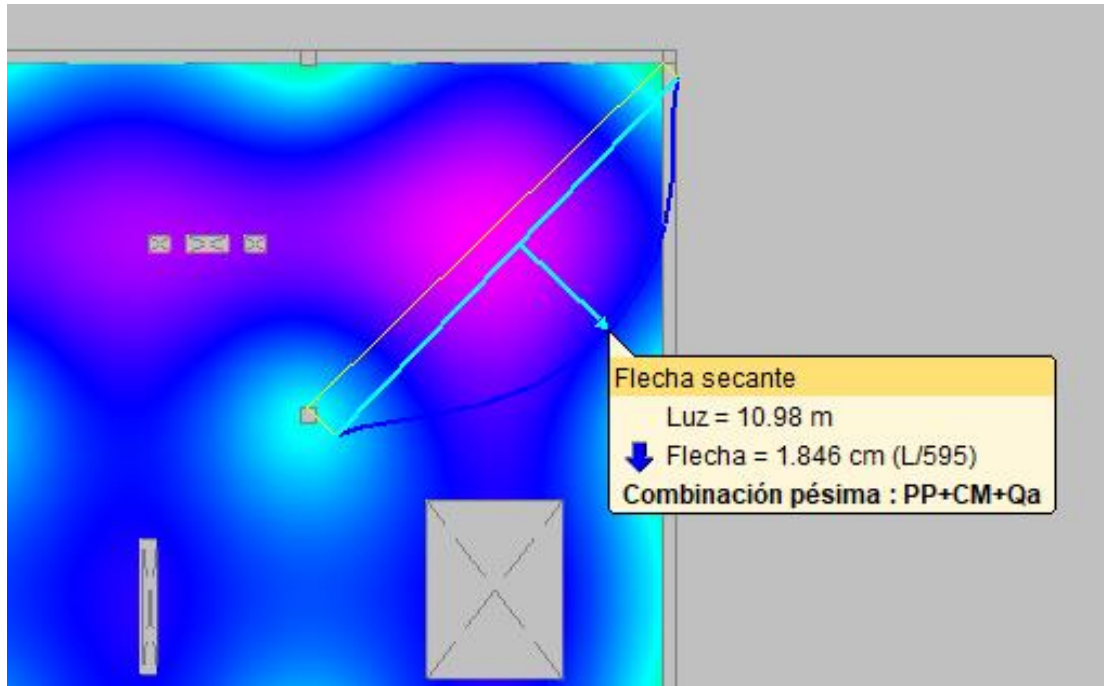


Fig. 5.5.3. Flecha máxima en planta tipo bajo combinación pésima.

- **Planta Cubierta**

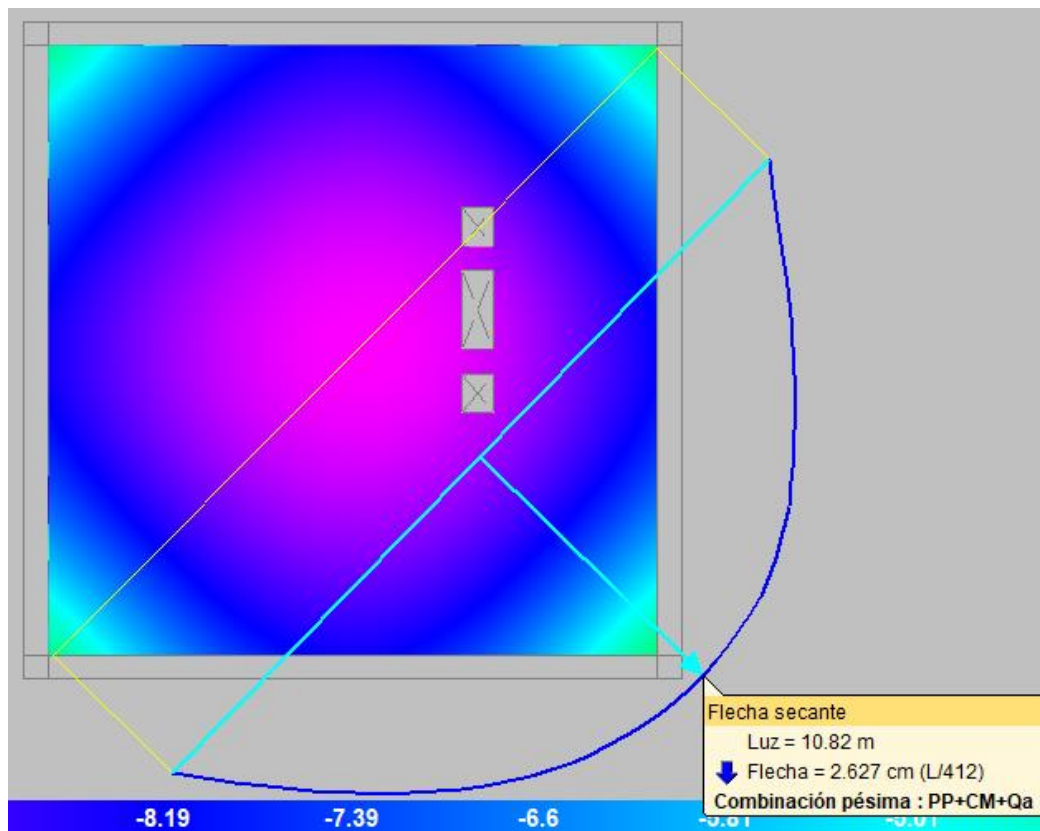


Fig. 5.5.4. Flecha máxima en planta cubierta bajo combinación pésima.

5.6 CÁLCULO ESTRUCTURAL LOSA POSTESA

5.6.1 CARACTERÍSTICAS Y RESULTADOS DEL FORJADO CALCULADO

Los forjados que se han empleado en este segundo caso de estudio se proyectan como losas postesas de un canto de 25 cm, desde planta baja hasta planta cubierta. El hormigón con el que se ha resuelto la estructura está dotado de una resistencia de 35 N/mm², mientras que el acero empleado para las armaduras pasivas es el mismo que en el anterior caso, de tipo B500S.

El postensado se ha resuelto mediante tendones adherentes y mediante dos tipologías de distribución de tendones, según plantas. En los próximos apartados se detalla esta información, entre otros aspectos.

5.6.1.1 Armadura Activa

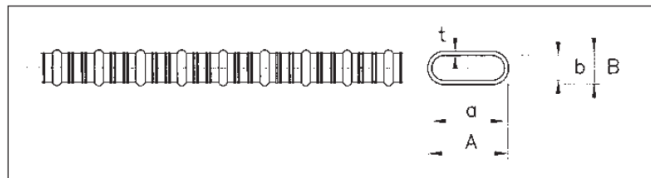
Las armaduras activas han sido escogidas, así como la vaina empleada, del catálogo comercial ofrecido por Dywidag. Los cordones utilizados son de 7 alambres de un diámetro de 15,2mm y se han dispuesto 4 cordones por tendón en toda la obra. Los datos técnicos del acero y de la vaina empleados se especifican en las Fig. 5.6.1 y 5.6.2.

► Datos Técnicos

tipo norma/código	15 mm (0.6") ASTM A 416 Clase 270	
resistencia en el límite elástico $f_{p0.1k}$	N/mm ²	1,670
resistencia a la rotura f_{pk}	N/mm ²	1,860
diámetro nominal	mm	15.24
área de la sección	mm ²	140.00
peso	kg/m	1.102
carga de rotura	kN	260.7
módulo de elasticidad	N/mm ²	
relajación después de 1.000 h a 0,7 x carga de rotura f_{pk}	%	max. 2.5

Fig. 5.6.1. Datos técnicos del acero utilizado

Vaina Achatada PE/PP



tipo	tendón tipo	A	B	a	b	espesor del tubo
	0.6"	mm	mm	mm	mm	mm
vaina achatada	6804	90.2	39.5	80	29	2

Fig. 5.6.2. vaina empleada en el caso de estudio

Estos datos son indispensables para el planteamiento del postensado en el programa de cálculo, los cuales se han introducido conforme la siguiente ventana emergente del programa (Fig. 5.6.3.):

Tendones ✕

Referencia

Adherente No adherente

Número de cordones

Área del cordón mm²

Radio mínimo de curvatura m

Límite elástico característico kp/cm²

Resistencia característica kp/cm²

Coefficiente de minoración de la resistencia

Anchura de la vaina mm

Altura de la vaina mm

Fig. 5.6.13. Introducción de datos del tendón empleado

5.6.1.2 Disposición de tendones

Como tipología de distribución de tendones se ha escogida aquella que dispone tendones concentrados en ambas direcciones, sobre las líneas de pilares, para las 5 losas conformadas desde planta baja hasta planta cuarta, y tendones distribuidos, en ambas direcciones también, para la planta cubierta.

Para el trazado de los tendones, se han tenido que introducir los datos mostrados en la Figura 5.6.4, descritos en la misma imagen, suponiendo unas pérdidas totales del 20% para su cálculo.

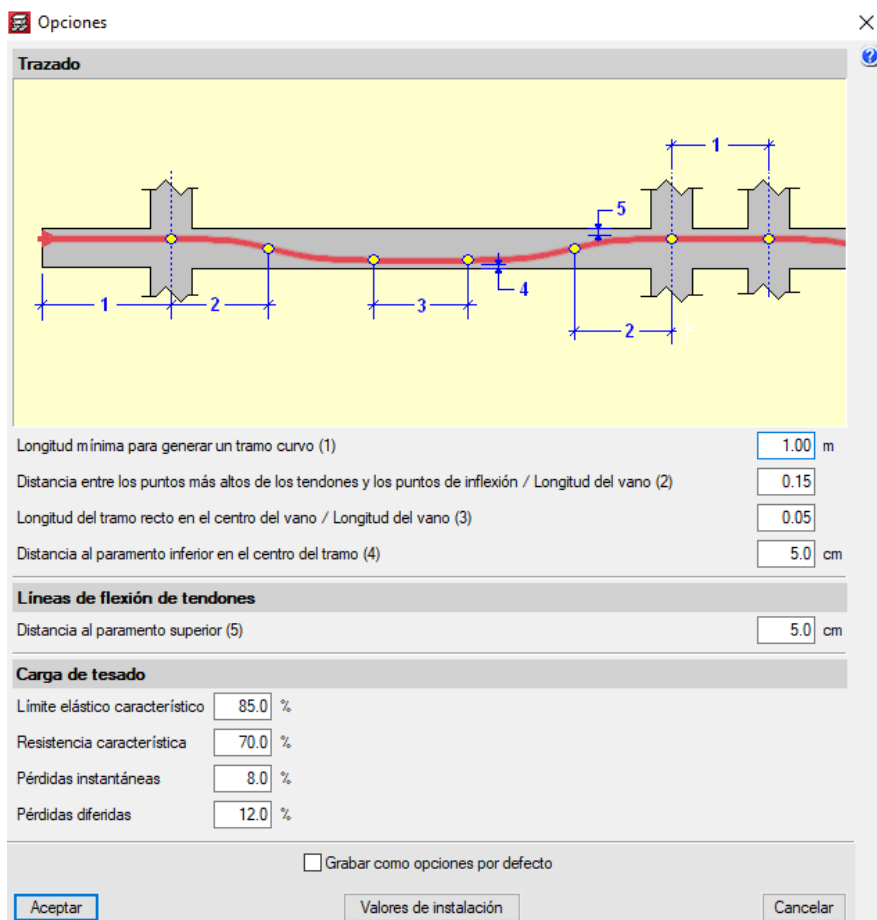


Fig. 5.6.14. Introducción de parámetros del trazado del tendón.

Dado que la disposición de tendones genera cruzamientos imprevistos según trazado, se ha debido ir modificando el trazado de algunos tendones para evitar estos cruces. Los recursos empleados para evitar estos problemas se basan en variar la cantidad de tramo recto en zonas inferiores o superiores, así como reducir o aumentar recubrimientos – siempre dentro de normativa-, entre otras. No obstante, debe irse con cuidado al realizar estas modificaciones ya que pueden suponer grandes variaciones en las cargas de desvío resultantes y, por consiguiente, en la eficiencia de estas.

Por otro lado, la carga de tesado viene definida en función de las características del acero empleado y de las pérdidas totales asumidas.

Así pues, los tendones concentrados sobre pilares (compuestos de 4 cordones cada uno) son un total de 4, tanto longitudinal como transversalmente, y separados 15 cm entre sí, presentando el siguiente aspecto (Fig. 5.6.5):

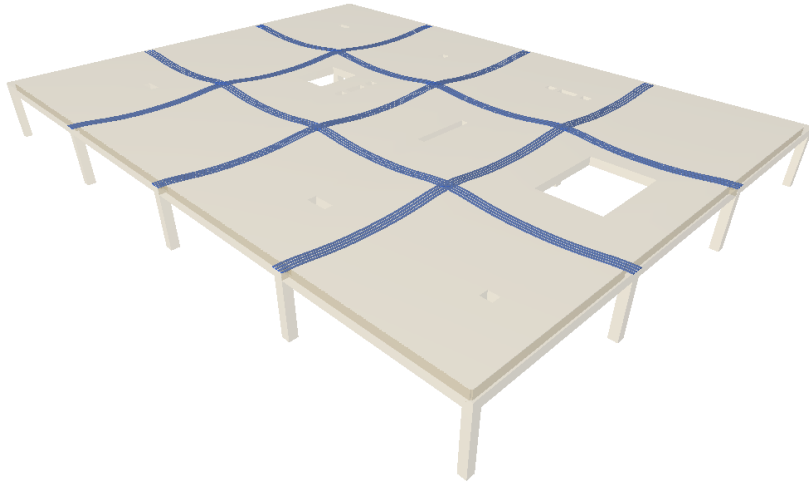


Fig. 5.6.15. Disposición de tendones concentrados sobre pilares en ambas direcciones

Para los tendones distribuidos de la planta cubierta, por otra parte, se han dispuesto con una separación entre sí de medio metro, configurando una disposición como la que se presenta en la Figura 5.6.6:

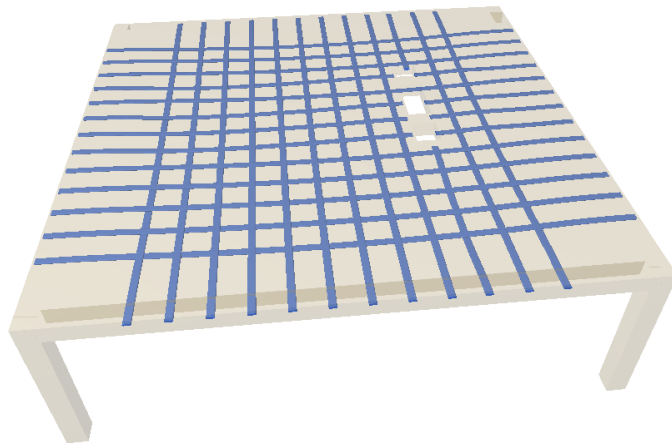


Fig. 5.6.16. Distribución de tendones distribuidos en ambas direcciones

Los anclajes pasivos situados en los huecos han debido situarse a una distancia superior del paramento superior que los anclajes activos y pasivos perimetrales, con la finalidad de un óptimo trazado con una correcta aportación de las cargas de desvío.

5.6.1.3 Armadura Pasiva

La armadura pasiva base incorporada en todas las losas es de varillas de diámetro $\phi=10\text{mm}$ cada 15 cm, tanto superior como inferiormente y en ambas direcciones.

A esta armadura se le suman los ligeros refuerzos superiores e inferiores a lo largo de cada una de las losas, así como los refuerzos (armadura de reparto) que aparecen en las zonas de anclaje (Figura 5.6.7) como causa de las altas tensiones producidas en la zona afectada.

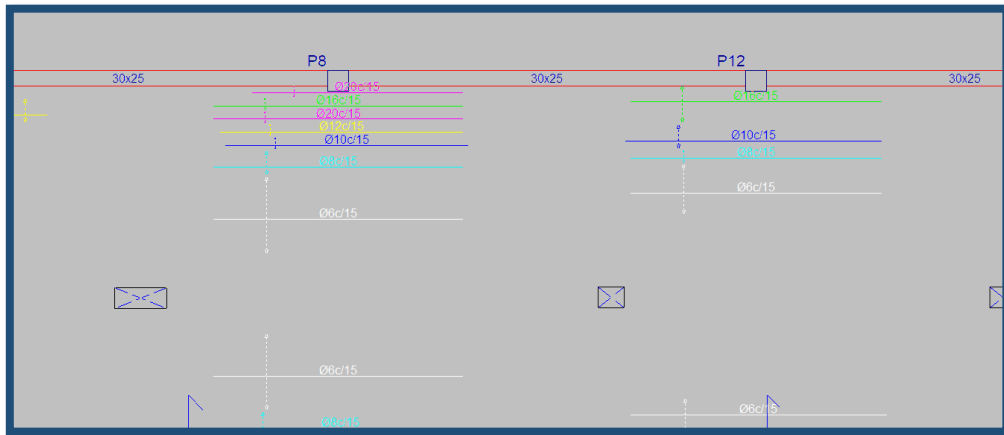


Fig. 5.6.17. Necesidad de armadura de reparto en zonas de anclaje

La cuantía total de armadura pasiva empleada asciende a un total de 101581 kg de acero B500S, mientras que de acero de alta resistencia la suma total es de 12923 kg. Estas sumas son desglosadas a continuación, planta por planta:

PB

Elemento	Barras (kg)	Cordones (kg)
Losas macizas	2521	2419
Armado base	13074	-
Vigas	1112	-
Pilares	3316	-
Total	20023	2419
Índices (por m²)	26.22	3.17

Plantas 1, 2 y 3

Elemento	Barras (kg)	Cordones (kg)
Losas macizas	3 x 3069	3 x 2419
Armado base	3 x 13078	-
Vigas	3 x 1644	-
Pilares	5934	-
Total	59307	7257
Índices (por m²)	25.89	3.17

P4

Elemento	Barras (kg)	Cordones (kg)
Losas macizas	3784	2419
Armado base	13082	-
Vigas	2060	-
Pilares	816	-
Total	19742	2419
Índices (por m²)	25.85	3.17

PC

Elemento	Barras (kg)	Cordones (kg)
Losas macizas	543	828
Armado base	1130	-
Vigas	690	-
Pilares	146	-
Total	2509	828
Índices (por m²)	36.85	12.16

Total obra

Elemento	Barras (kg)	Cordones (kg)
Losas macizas	16055	12923
Armado base	66520	-
Vigas	8794	-
Pilares	10212	-
Total	101581	12923
Índices (por m²)	26.14	3.33
Anclaje activo 'DYWIDAG 0,6' 4 Cordones Vaina Achatada': 148 Uds. Anclaje pasivo 'DYWIDAG 0,6' 4 Cordones Vaina Achatada': 100 Uds. Vaina para tendones adherentes '80x29': 2939.98 m		

5.6.1.1 Punzonamiento

El comportamiento frente a punzonamiento se ha resuelto de la siguiente manera:

- **Planta Baja**
 - **Pilares interiores y perimetrales no situados en esquinas:** 5 refuerzos a 45° de 8 mm de diámetro, de un ancho de refuerzo de 20 cm y dispuestos 1 metro desde soporte.
 - **Pilares perimetrales situados en las esquinas:** 5 refuerzos a 45° de 10 mm de diámetro, de un ancho de soporte de 20 cm y dispuestos 1 metro desde soporte.

- **Plantas 1, 2 y 3**

- **Pilares interiores y perimetrales no situados en esquinas:** 5 refuerzos a 45° de 8 mm de diámetro, de un ancho de refuerzo de 20 cm y dispuestos 1 metro desde soporte.
- **Pilares perimetrales situados en las esquinas:** 5 refuerzos a 45° de 10 mm de diámetro, de un ancho de soporte de 30 cm y dispuestos 1 metro desde soporte.

- **Planta 4**

- **Pilares interiores y perimetrales no situados en esquinas:** 5 refuerzos a 45° de 8 mm de diámetro, de un ancho de refuerzo de 30 cm y dispuestos 1 metro desde soporte.
- **Pilares perimetrales situados en las esquinas:** 5 refuerzos a 45° de 10 mm de diámetro, de un ancho de soporte de 35 cm y dispuestos 1 metro desde soporte. Algunos necesitados de varillas de $\phi = 12\text{mm}$.

- **Planta Cubierta**

- **Pilares P6, P7, P10 y P11:** 5 refuerzos a 45° de 10 mm de diámetro, de un ancho de refuerzo de 30 cm y dispuestos 1 metro desde soporte.

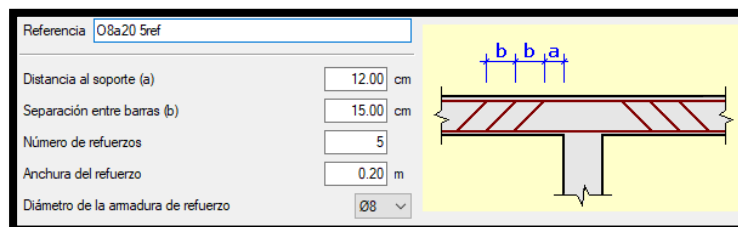


Fig. 5.6.18. Criterios de cálculo ante punzonamiento

5.6.1.2 Deformada

Siguiendo el mismo proceso que el ejecutado en el caso de estudio mediante losa maciza, se han evaluado las diferentes flechas máximas correspondientes a las distintas plantas de esta solución.

En la página siguiente se expresan dichas flechas.

- **Planta Baja**

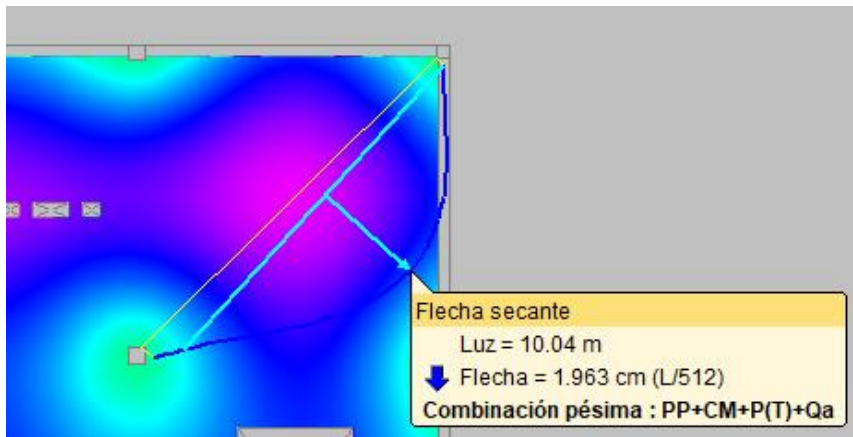


Fig. 5.6.19. Deformación en planta baja bajo combinación pésima

- **Planta Tipo**

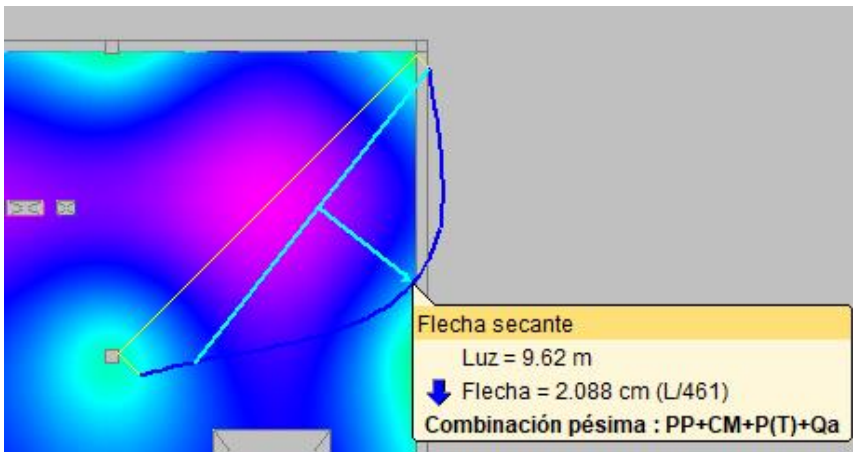


Fig. 5.6.110. Deformación en planta baja tipo combinación pésima

- **Planta Cubierta**

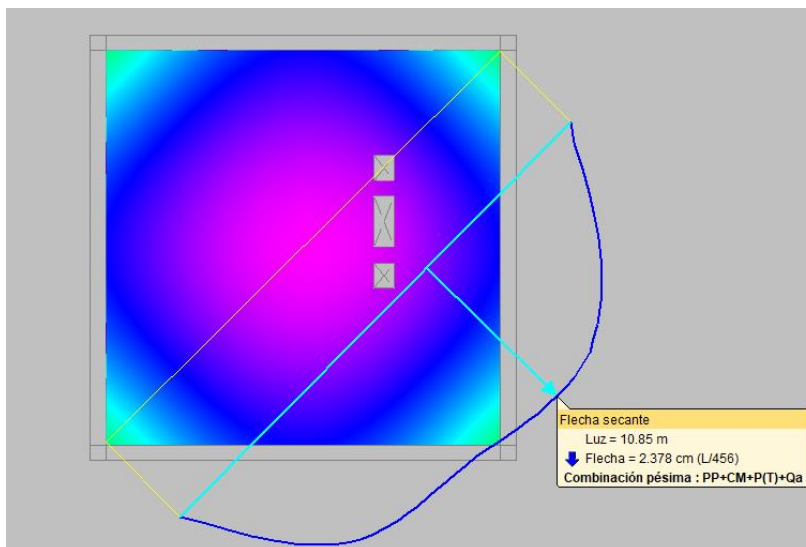


Fig. 5.6.111. Deformación en planta cubierta bajo combinación pésima

5.7 EVALUACIÓN TÉCNICA COMPARATIVA

Para la realización de dicha comparativa, se prestarán máxima atención a los siguientes aspectos:

- Canto de la losa
- Armadura pasiva
 - Armadura base
 - Refuerzos de armadura de reparto
 - Refuerzos frente a punzonamiento
- Pilares
- Deformaciones

5.7.1 CANTO DE LA LOSA

Al estar tratando frente luces considerables de 8 metros, se probó de dimensionar la losa maciza con un canto de 25 cm y observar el funcionamiento que planteaba. Pese a ello, el estado límite de fisuración no se cumplía según lo establecido por la EHE, a la vez que daba principalmente problemas de deformabilidad, conllevando a deformaciones superiores a lo estipulado por el CTE.

Así pues, la única opción a la que se podía recurrir era a la de aumentar el canto del forjado, provocando un cumplimiento de los estados límite de servicio y último. Este incremento de canto suponía un mejor comportamiento y un escaso, pero suficiente, cumplimiento de los estados límite.

Lo mismo sucedió con el cambio de espesor de la losa de cubierta, de 30 cm a 35 cm.

Por contraposición, la losa postesa proyectada con un canto de 25 cm y la armadura activa emplazada tenía suficiente para cumplir con normativa. Sin embargo, se planteó en un primer lugar como una losa de 20 cm de canto pero, debido precisamente al poco espesor, el trazado y sus correspondientes cargas de desvío se veían limitados e insuficientes para el funcionamiento estructural de las losas.

5.7.2 ARMADURA PASIVA

Los destacables aspectos a considerar referentes a la armadura pasiva son: la armadura base, la armadura de reparto y los refuerzos frente a punzonamiento.

Por lo que a la armadura base se refiere, la losa maciza ha sido dimensionada con una parrilla de armado superior e inferior $\phi 12a15$. En contra, a la losa postesa se le ha asignado un mallazo caracterizado por barras de $\phi 10a15$ (superior e inferior); no obstante, requiere de un armado añadido de refuerzo en aquellas zonas correspondientes a las placas de anclaje, dadas las altas tensiones generadas por la operación de tesado.

Sumado a lo comentado, conviene destacar el beneficio que aporta la disposición de tendones que hemos empleado, así como la utilización de tendones de tipo adherente.

Lo primero aporta un mejor funcionamiento estructural en las zonas de soportes frente a esfuerzos de punzonamiento, dado el aporte de la armadura activa ante este tipo de rotura (Fig. 5.7.1).

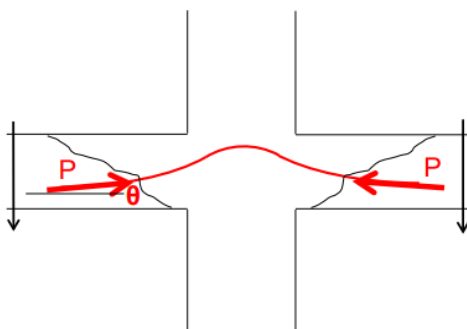


Fig. 5.7.21. Aportación de la armadura activa frente a punzonamiento

Mientras que lo segundo, genera una contribución de la capacidad sobrante de la armadura activa traduciéndose en una disminución de cantidad de armadura pasiva a disponer.

También se han percibido en los resultados ofrecidos por el programa, solapes de armadura pasiva dados en medio de los vanos; esto es, la armadura activa alcanza su máxima proximidad en el paramento inferior en el tramo intermedio de los vanos, siendo zonas de máxima actuación de la carga de tesado, por lo que este aspecto permite realizar solapes en dichos tramos sin tener problemas de fisuración.

En cuanto a la cantidad total de armadura pasiva empleada, diferenciamos 133474 kg de acero B500S utilizado para la losa maciza, mientras que 101581 kg son los necesarios para armar la losa postesa. Se trata de una reducción considerable, de aproximadamente 32000kg de acero pasivo, que se traducen en un gran ahorro económico en conformar la estructura.

5.7.3 PILARES

En el caso de los pilares de la estructura, se quisieron conformar en un inicio como pilares con una geometría cuadrangular de lado $l=30$ cm. Pese a ello, tanto en un caso como en el otro se ha necesitado redimensionar y modificar geometrías de ciertos pilares, según zona de estos y actuación de cargas en las cercanías.

No obstante, son los pilares de la losa maciza los que han estado sujetos a más cambios, tanto de geometría como de armados. Algunos han llegado a alcanzar geometrías de 50x50 en la base, mientras que en el caso de la losa postesa, se dan dos pilares que llegan a una geometría de 45x45, siendo el resto de 40x40 en la base y reducidos a medida que aumentan.

Los motivos que llevan a requerir mayores dimensiones y armados de pilares son, entre otros, el mayor peso propio del forjado, así como la aportación del tesado de la armadura activa, la cual genera una contraflecha en el forjado contrarrestando las cargas actuantes sobre este.

5.7.4 DEFORMACIONES

En cuanto a las deformaciones, este último concepto mencionado en el apartado de pilares es de suma relevancia en el resultado de las deformaciones.

La contraflecha que genera la armadura activa en el momento de su tesado genera una reducción importante de flecha máxima, permitiendo cumplir normativa y ser, así, funcional y efectiva como solución estructural ante luces considerables.

En el caso de la losa maciza, algunas plantas no cumplían normativa de deformaciones, entre otras cosas. Es por eso, que se hubo de redimensionar. Lo mismo sucedió con la planta cubierta, por partida doble, ya que con 30cm de espesor seguía sin cumplir ELS de deformación.

En cuanto a la losa postesa, se experimentaron problemas provocándose deformaciones positivas, dado que la carga de tesado ejercida era excesiva, por lo que se tuvo que reducir y adecuar junto al trazado.

Para acabar el análisis, se deja constancia de las flechas generadas por ambas soluciones, la losa maciza de 30cm de espesor ha generado las siguientes flechas máximas, en sus respectivas plantas:

- Planta Baja: 1.635 cm (L/633)
- Planta Tipo: 1.846 cm (L/595)
- Planta Cubierta: 2.627 cm (L/412)

La losa postesa, de 25 cm de canto, estas:

- Planta Baja: 1.963 cm (L/512)
- Planta Tipo: 2.088 cm (L/461)
- Planta Cubierta: 2.378 cm (L/456)

6. CONCLUSIONES

La realización de este trabajo ha permitido desarrollar una visión global y precisa de las prestaciones y puntos a mejorar que ofrece la losa postesa como forjado de edificación, poniendo en valor la eficiencia que ofrece su procedimiento constructivo en contraposición frente al complejo cálculo que requiere su aplicación.

Sí es verdad que la óptima puesta en obra de dicha solución estructural necesita altos controles de calidad de los materiales, pero, al mismo tiempo, los tiempos de ejecución resultantes de una buena integración de estos en la obra se traducen en, en general, una gran eficiencia constructiva.

A lo largo de la investigación y abundante recabado de información, se han encontrado disparidades al respecto del uso de tendones adherentes y no adherentes en el sector de la edificación. Según lo que se ha observado, hasta hace bien poco, la utilización de tendones adherentes ha sido principalmente objeto de la obra civil, mientras que la aplicación de estos en la edificación ha sido prácticamente nula, centrándola en edificaciones de características más cercanas a la obra civil que a la propia edificación.

No obstante, a día de hoy, el empleo de tendones adherentes en la edificación está pasando a un primer plano, dejando en desuso la utilización de tendones no adherentes, que tanta presencia han tenido a lo largo de toda la historia de esta tipología de forjado. Esto se debe fundamentalmente a la concreta localización de patologías que puedan darse en la estructura, juntamente con la capacidad de efectuar modificaciones sobre esta que no ocasionen especiales problemas.

Por último, remarcar el difícil asentamiento del uso de la losa postesa como forjado de edificación dada la inexistencia de una normativa específica para su adecuada utilización y, como resultado, la dificultad que les conlleva a las empresas proyectistas su regularización como metodología constructiva. A esto se le suma la complejidad de cálculo que ofrece que, ligado a unas limitaciones de softwares de cálculo estructural que van regidos por ciertas condiciones matemáticas, imposibilita la completa implementación del adecuado procesamiento de cálculo.

7. BIBLIOGRAFIA

- [1] Universidad da Coruña (UDC) (2012) “Tipología de forjados - Edificación y prefabricación” [Documento en línea, julio 2018]
https://www.docsity.com/es/tipologia-de-forjados-edificacion-10-11-edificacion-y-prefabricacion-apuntes/155800/?auth_done#=_
- [2] Associació de consultors d'Estructures “Forjados Postesados. Tipologías, Rangos de utilización y Predimensionamiento” [En línea, julio 2018]
https://www.construmatica.com/construpedia/Forjados_Postesados._Tipolog%C3%ADas_Rangos_de_Utilizaci%C3%B3n_Predimensionamiento#Clasificaci.C3.B3n_de_forjados_postesados._Rango_de_utilizaci.C3.B3n
- [3] Regalado, Florentino. (1991) “Manual Práctico de los Forjados Reticulares” [Formato papel, agosto 2018]
- [4] Lima, J., Ossó, P. (2006) “Associació de consultors d'estructures. Quaderns d'estructures. Núm 22, pág. 42-50” [Formato papel, agosto 2018]
- [5] Martínez, J., Gómez, M. (2008) “Revista Hormigón y Acero. Vol. 59 nº 249 págs. 19-43. Torre Espacio, la estructura del edificio” [En línea, agosto 2018]
- [6] Jimenez, J. Bernabeu, A., Duque, R. (2009) “Revista Hormigón y Acero. Aplicación del postesado en estructuras de edificación singular” [En línea, agosto 2018]
<http://e-ache.com/modules/ache/ficheros/Realizaciones/Obra105.pdf>
- [7] Szydlowski, R., Labuzek, B. (2017) IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. “Post-Tensioned Concrete long-Span Slabs in Projects of Modern Build Construction” [En línea, agosto 2018]
<http://iopscience.iop.org/article/10.1088/1757-899X/245/2/022065/pdf>
- [8] BBR ConTech (2018). “Case Studies; Sylvia Park. Post-Tensioned-Slab” [En línea, septiembre 2018]
<http://www.contech.co.nz/case-study/sylvia-park-post-tensioned-slab>
- [9] Freyssinet (2015). “Slabstress-Media City, Manchester, UK” [En línea, agosto 2018]
<https://freysinet.co.uk/slabstress-media-city-uk-manchester/>
- [10] Torres, A., Morales, F. (2011) “Sistemas constructivos de hormigón pretensado y postensado” [en línea, agosto 2018]
- [11] Instituto de la ciencia de la construcción; Colegio de Ingenieros de Caminos de Madrid. Asociación Técnica Española del pretensado. (1996). “Recomendaciones para el proyecto y construcción de losas postesadas con tendones no adherentes”.
- [12] Cervera, M. Blanco, E. (2014) “Mecánica de Estructuras” [Formato papel]

OTRAS REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[13] EHE-08 Instrucción de Hormigón Estructural. Ministerio de Fomento. (2008)

[14] Cype Ingenieros. Software para Arquitectura, Ingeniería y Construcción
http://cypecad.cype.es/cypecad_losas_postesadas_edificacion.htm

[15] Asociación de Consultores Independientes de Estructuras de Edificación ACIES.
“Losas Postesadas en Edificación”. [En línea, setiembre 2018]

[16] Ministerio de Fomento. Código Técnico de la Edificación
<https://www.blesil.eu/es/noticias/84-las-directivas-europeas-y-el-sector-de-la-construccion.html>

[17] Blesil Project (2015) “Las directivas europeas y el sector de la construcción” [en línea, septiembre 2018]
<https://www.codigotecnico.org/index.php/menu-que-cte/marco-reglamentario.html>