

FIG. 4.14. ALZADO PATIO DE SERVICIO

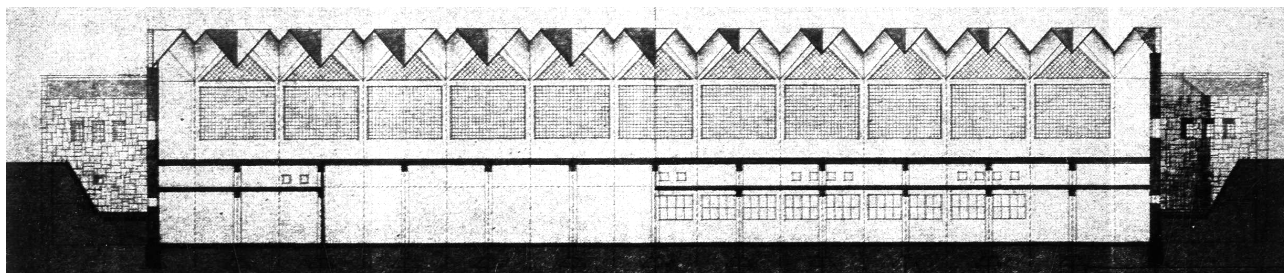


FIG. 4.15. SECCIÓN TRANSVERSAL

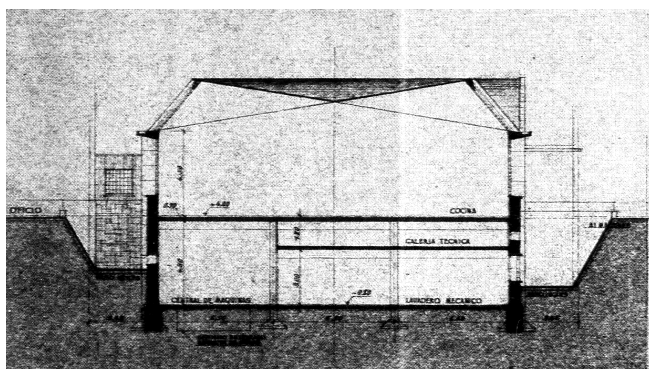


FIG. 4.16. SECCIÓN LONGITUDINAL

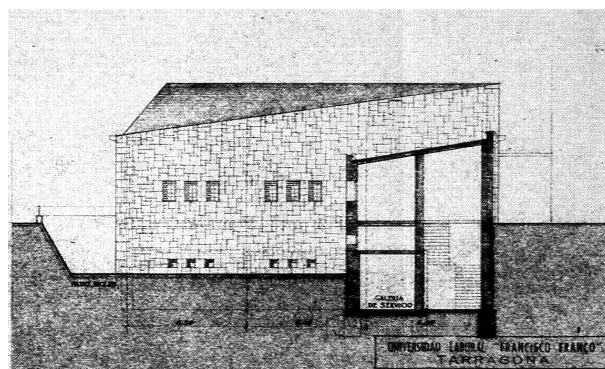


FIG. 4.17. SECCIÓN ACCESOS DE SERVICIO

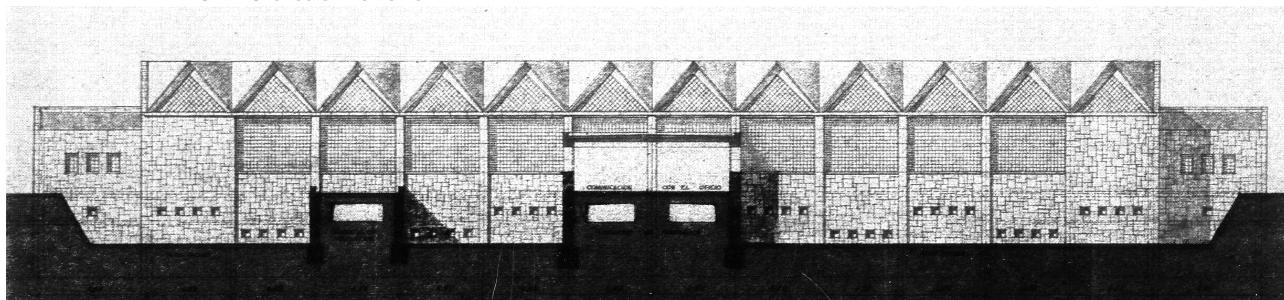


FIG. 4.18. ALZADO PATIO DE OFICIO



FIG. 4.19. VISTA INTERIOR CUBIERTA



FIG. 4.20. VISTA INTERIOR PABELLÓN

4.2. ESTRUCTURA Y CONSTRUCCIÓN

4.2.1. ESTRUCTURA DEL PROYECTO

La cubrición de la cocina de la Universidad laboral de Tarragona se resuelve en su totalidad por medio de una estructura de hormigón, que debe su interés a su singularidad, a su forma y a las dimensiones de la misma, pues se cubre una amplia luz con un delgado espesor.

En cuanto a la geometría, el espacio a cubrir era de 57,6 metros de fachada por 19,4 metros (20 aproximadamente) de profundidad. (FIG.4.21.)

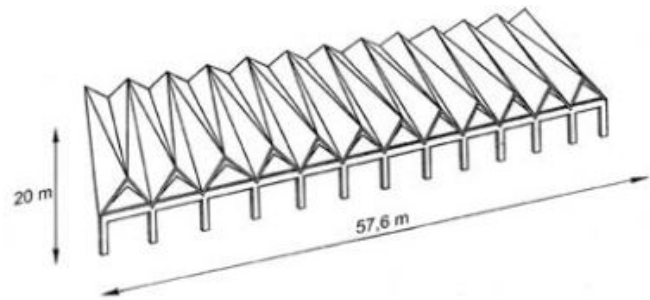


FIG. 4.21. AXONOMETRÍA DEL PROYECTO

La estructura de cubrición del pabellón puede dividirse en distintos elementos que se describen a continuación:

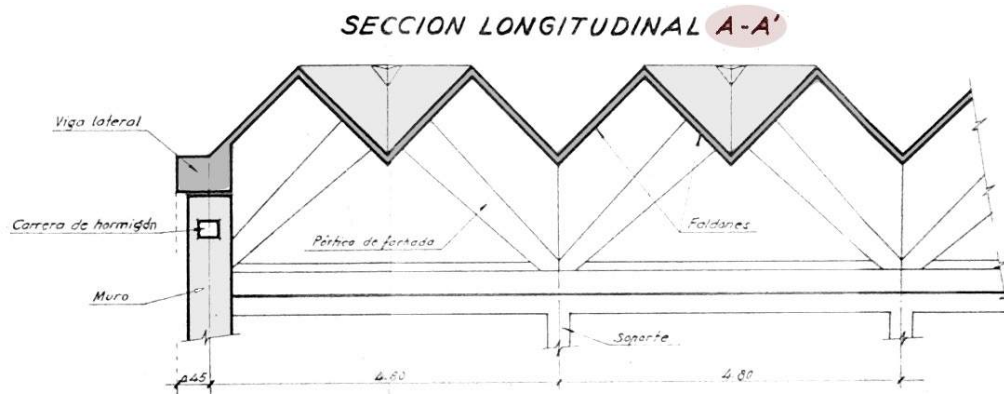


FIG. 4.22. SECCIÓN LONGITUDINAL A - A'

Láminas Triangulares planas:

Dichos elementos principales adoptan dos posibles inclinaciones y poseen únicamente 12 centímetros de espesor. Torroja define como elemento principal "el conjunto de cuatro faldanes consecutivos de 19,13 metros de luz teórica, es decir, salvando la menor de las distancias de la nave rectangular que cubre".

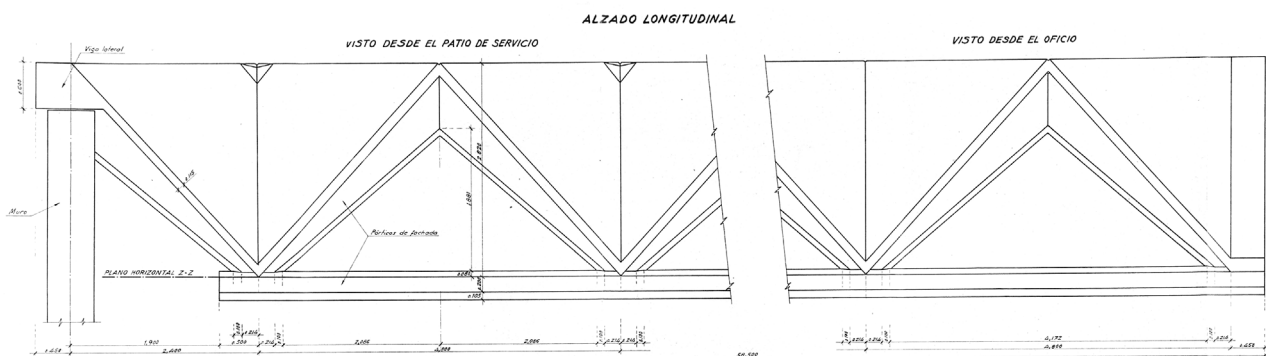


FIG. 4.23. ALZADO LONGITUDINAL

Este elemento principal llega a repetirse hasta 12 veces en el patio de oficinas, y tiene una dimensión de 4,80 metros, coincidiendo con la distancia entre pilares de fachada, mientras que en el encuentro con el muro, el módulo se reduce a la mitad, teniendo una dimensión de 2,40 metros. (FIG.4.23.- 4.24.)

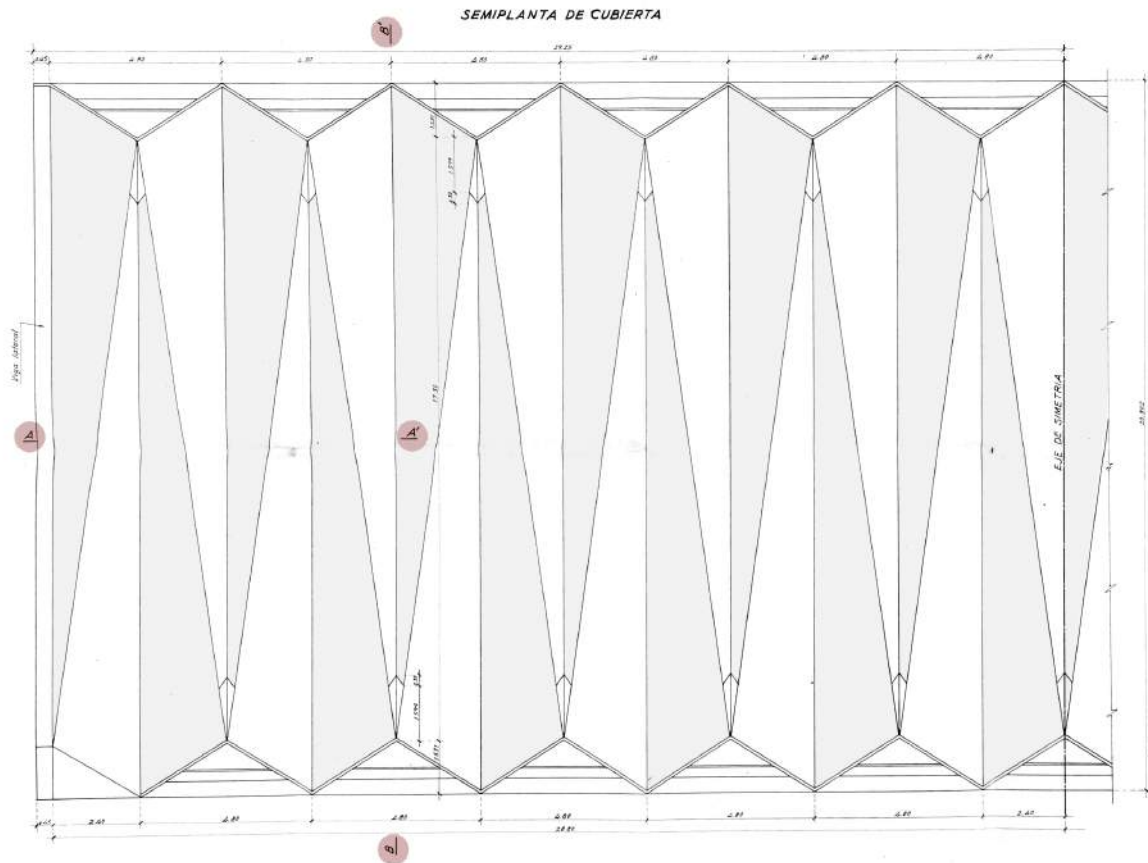


FIG. 4.24. SEMIPLANTA DE CUBIERTA

La forma y dimensiones de la sección transversal de este conjunto de cuatro faldones, varía con la distancia a los apoyos en fachada, debido al mayor o menor desarrollo de cada faldón. No obstante, el área permanece constante, con un valor de 0,77664 m² según indica Eduardo Torroja en los *Cálculos justificativos*. (FIG.4.25.) También se definen las características geométricas del elemento principal, siendo el punto 0 donde se cortan dos cumbreras horizontales consecutivas y que supone un punto en común entre los cuatro faldones de cada elemento. (FIG.4.26.)

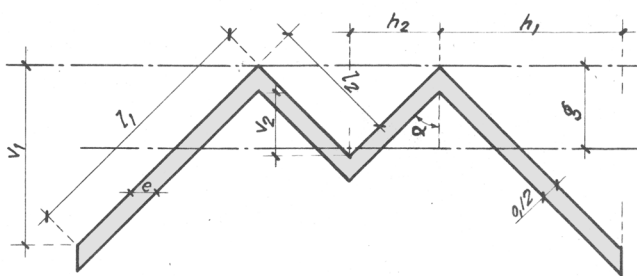


FIG. 4.25. MÉTRICA DE LOS FALDONES

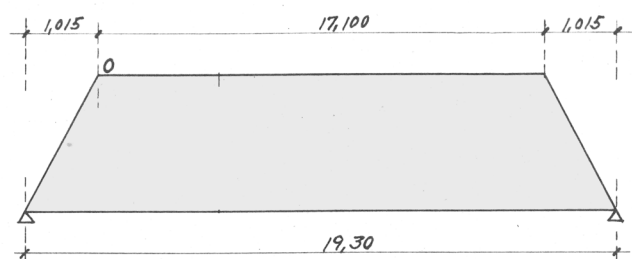


FIG. 4.26. ESQUEMA LÁMINAS

Pórticos de apoyo:

Por este segundo conjunto de elementos, Torroja se refiere a "los triángulos que, sobre las fachadas, reciben el peso de los elementos triangulares de cubierta" (FIG.4.29.). Reduciendo estas piezas a sus ejes, la longitud de cada una de ellas, de cada módulo, es de 3,58 metros. la proyección en planta es de 2,35 metros y la proyección en el alzado de 2,70 metros (FIG.4.27.)

El canto en el vértice superior es de 0,80 metros y su ancho es de 0,35 metros. En los extremos opuesto a este vértice, el canto es de 0,40 metros y su ancho de 0,25 metros. Un tirante une los extremos inferiores de dicho triángulo, a modo de base, que impide que se abra el vértice superior y que colaborará en su resistencia. (FIG.4.31.)

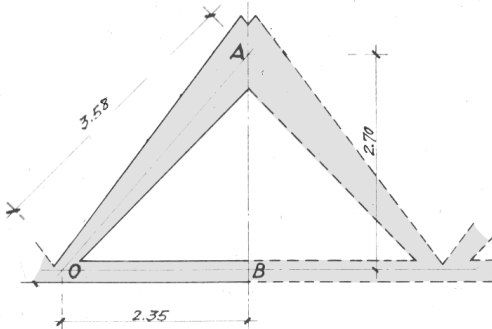


FIG. 4.27. ESQUEMA PÓRTICO DE APOYO

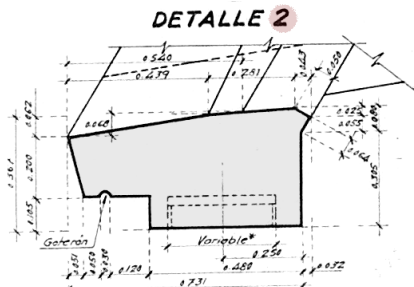
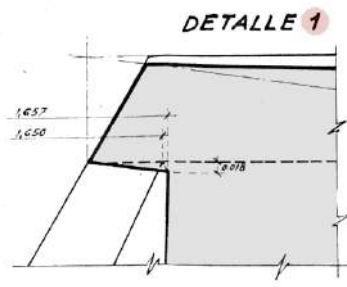


FIG. 4.28. DETALLES 1 Y 2. PÓRTICO DE APOYO

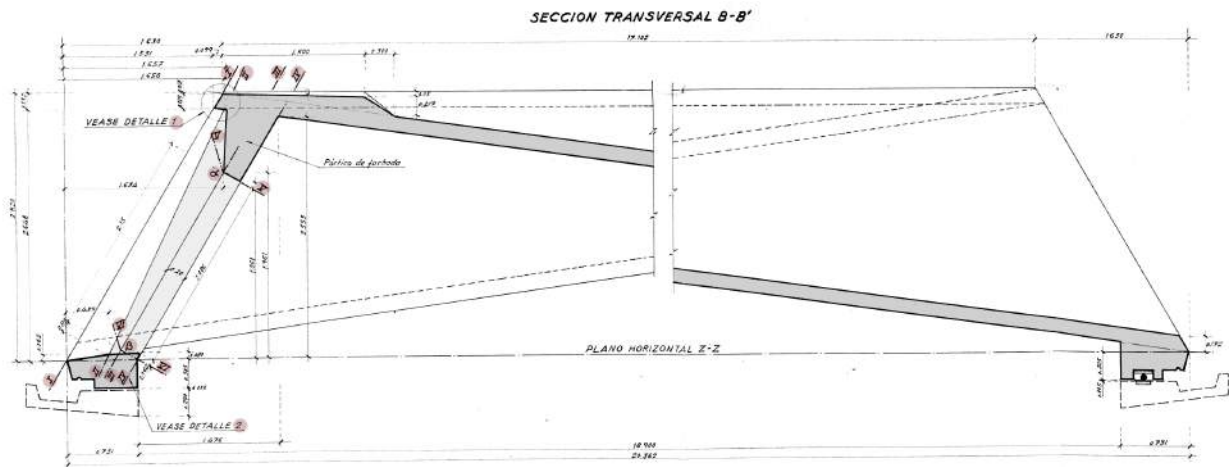


FIG. 4.29. SECCIÓN TRANSVERSAL B - B'

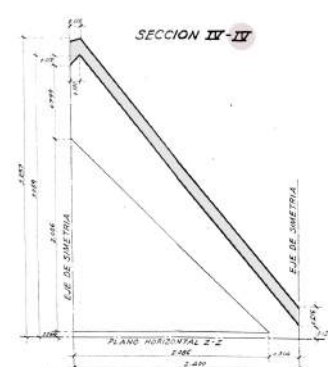
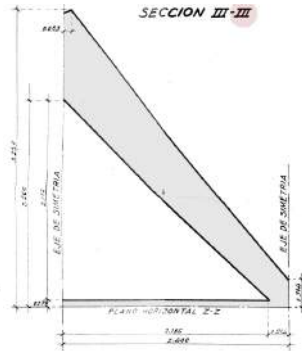
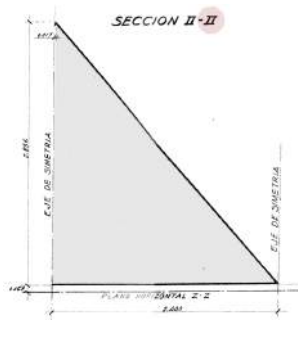
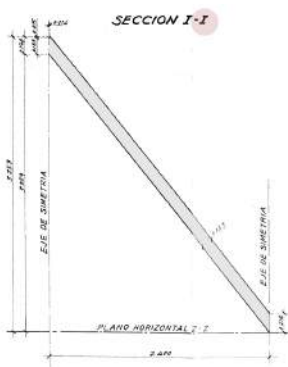


FIG. 4.30. SECCIONES DE DETALLES I, II, III Y IV

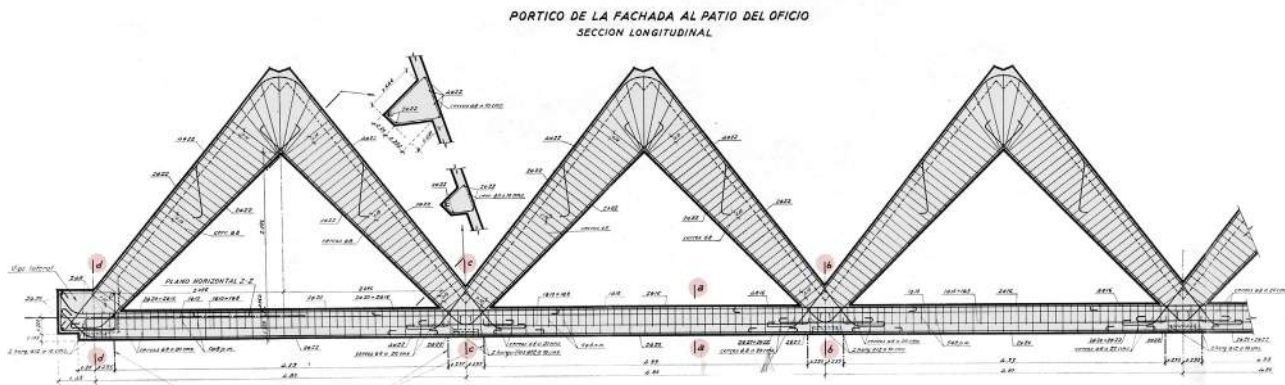


FIG. 4.31. SECCIÓN LONGITUDINAL - FACHADA AL PATIO DE OFICIO

Vigas de borde y carreras sobre los muros:

Elementos lineales de directriz quebrada que apoyan en tres puntos intermedios y dos puntos extremos, sobre cada testero de piedra. Estas tienen una sección de 0,45 x 0,5 metros y apoyan sobre el muro de piedra de 0,6 metros de ancho. Dichas vigas son elementos de borde más rígidos que la propia lámina que apoya sobre ellas, con la intención de absorber la flexión y torsión introducidas por las láminas de borde. (FIG.4.32.)

La unión entre las vigas laterales y las láminas de hormigón se resuelven como se indican en los siguientes detalles. También se aportan secciones longitudinales y transversales de las láminas que indican el armado dispuesto para éstas según determina Torroja. (FIG.4.33.) Así mismo, en el interior del muro se ubica una viga de hormigón, que se conecta y sobre la que apoya la viga lateral de las láminas de cubierta, repartiendo las cargas que ésta recibe de las láminas sobre el muro, de forma repartida, evitando que el muro rompa. En los detalles expuestos se define su geometría, también la de las vigas de borde. (FIG.4.34.)

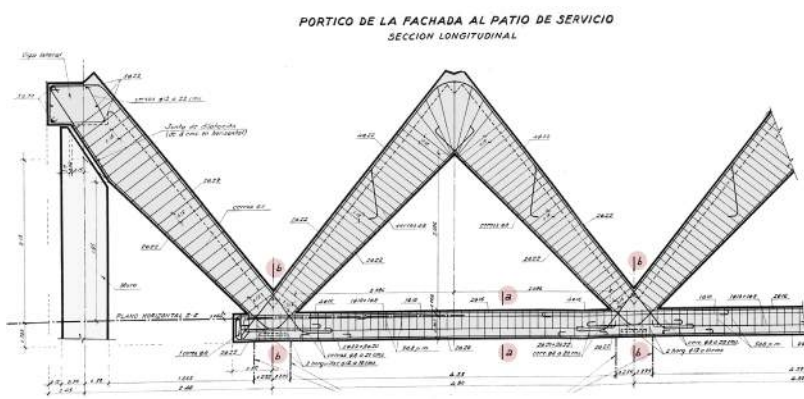


FIG. 4.32. SECCIÓN LONGITUDINAL - FACHADA AL PATIO DE OFICIO

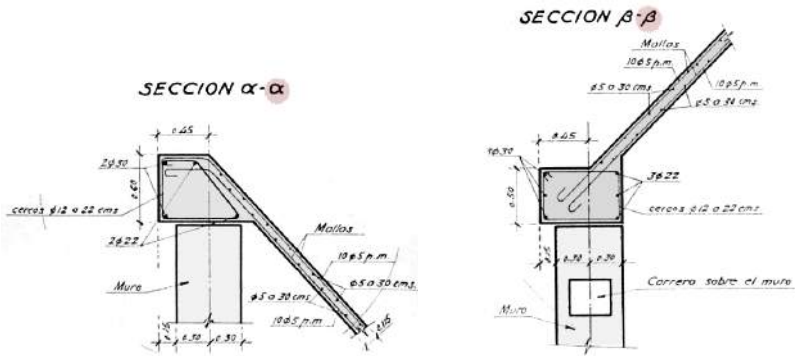
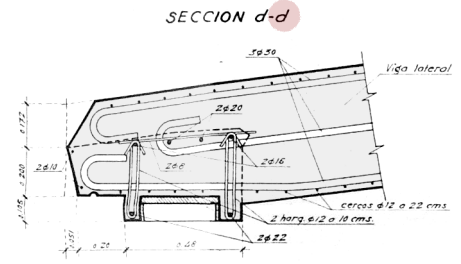
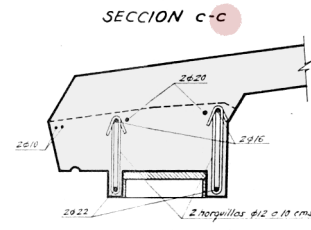
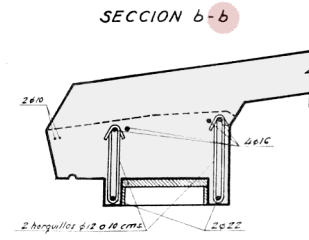
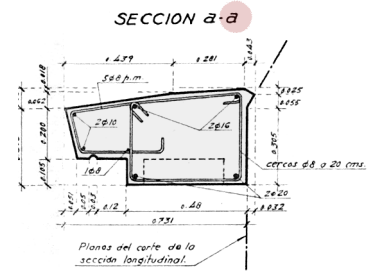


FIG. 4.33. DETALLES VIGA DE BORDE - SECCIÓN α y β

VIGA LATERAL

VEASE DETALLE A DE LA CARRERA SOBRE EL MURO

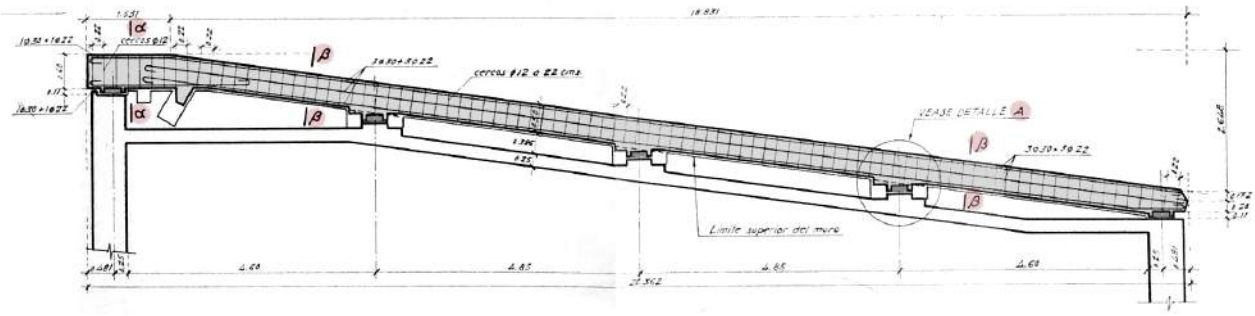


FIG. 4.34. VIGA LATERAL

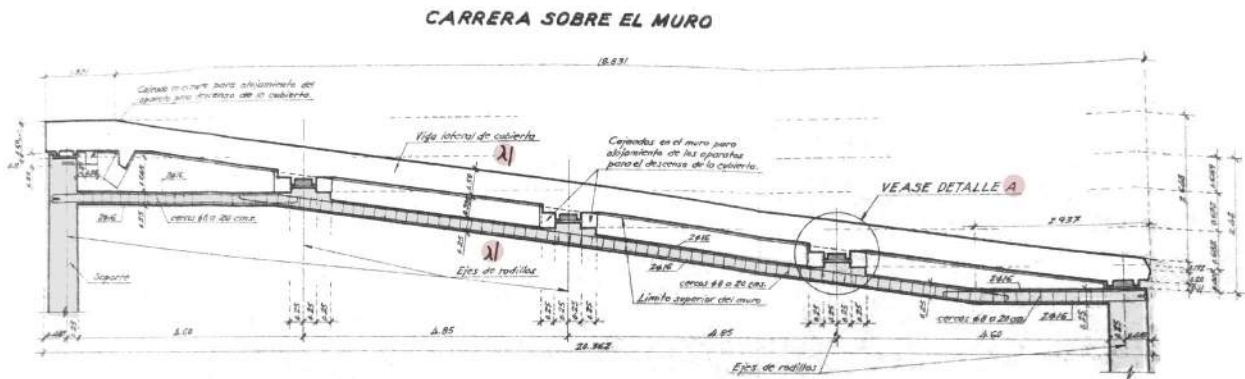


FIG. 4.35. CARRERA SOBRE EL MURO

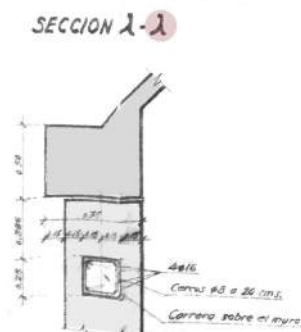


FIG. 4.36. DETALLE A

En la información gráfica que describe este elemento se puede apreciar como el ingeniero se sirve de una pequeña viga de directriz lineal y quebrada (carrera de hormigón) para el apoyo de la viga de borde. Este procedimiento le permite no apoyar el elemento de borde directamente sobre el muro de piedra del testero permitiendo con el diseño del apoyo las dilataciones de los distintos materiales. Al mismo tiempo, reduce la luz de la viga, transformándola en una viga de 4 vanos, al incorporar 3 apoyos. (FIG.4.35. - 4.36.)

No obstante, el encuentro entre el paramento vertical, los muros y carreras de hormigón, con los pórticos de apoyo que sostienen las láminas triangulares y las vigas de borde, se expone de forma desarrollada más adelante.

Pórticos de fachada:

La estructura de las fachadas tanto del patio de servicio como del patio de oficio, están formadas por pilares de canto y vigas planas de sección variable unidas monolíticamente mediante nudos rígidos. Como se ha comentado previamente, estas vigas incorporan un canalón del mismo material con el objetivo de servir a la evacuación de aguas pluviales recogidas en la cubierta. Este canalón abarca toda la longitud de la viga en el caso de los 12 módulos completos del patio de oficio pero en el caso del patio de servicio, con 11 módulos y dos semimódulos, el canalón únicamente abarca los módulos completos. (FIG.4.37. - 4.38)

Los pilares tienen un canto de 0,65 metros y un ancho de 0,47 metros; las vigas en cambio, tienen un canto variable, adoptando un máximo de 0,29 metros. Los siguientes detalles muestran las secciones longitudinales de ambas vigas de fachada así como numerosas secciones transversales que permiten identificar la variación geométrica y de armado de las distintas vigas en cada tramo. (FIG.4.39.)

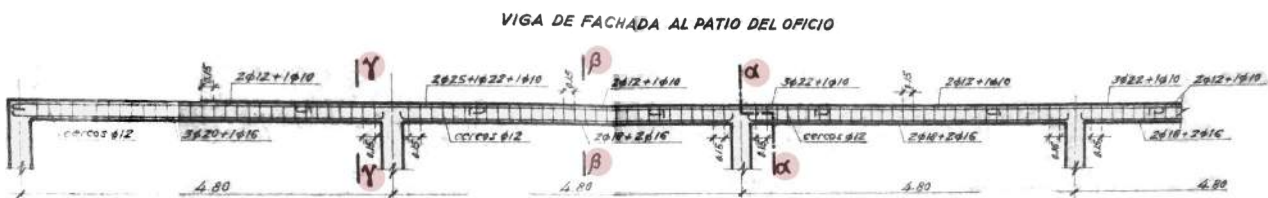


FIG. 4.37. VIGA DE FACHADA AL PATIO DE OFICIO

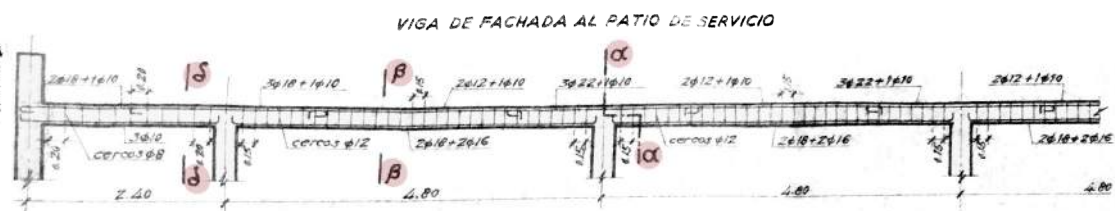


FIG. 4.38. VIGA DE FACHADA AL PATIO DE SERVICIO

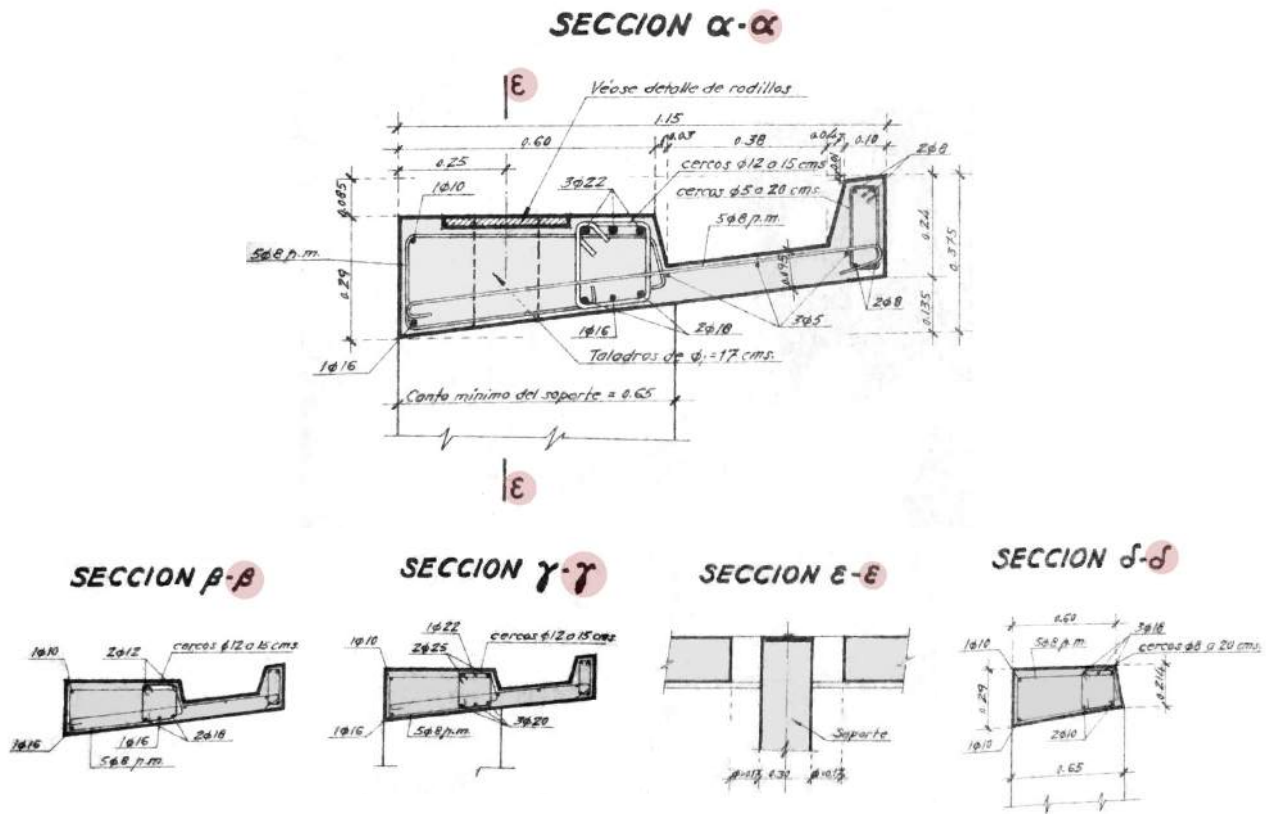


FIG. 4.39. DETALLES DE LOS PÓRTICOS DE FACHADA - SECCIONES α β γ ϵ Y δ

Piezas de apoyo de la cubierta:

Junto con la lámina plegada de cubrición, se podría decir que el enlace entre la cubierta propiamente dicha y los pórticos de fachada son reflejo de un diseño hábil e ingenioso que permiten resolver los distintos aspectos que ha de contemplar una cubierta.

Torroja proyecta unos rodillos metálicos sobre los que apoya definitivamente la estructura de cubrición, estos se encuentran sobre los pilares y en 3 puntos en cada muro, estando orientados de forma que las prolongaciones perpendiculares a sus ejes, coinciden todas en un mismo punto, en el centro de la cubierta. (FIG.4.40.)

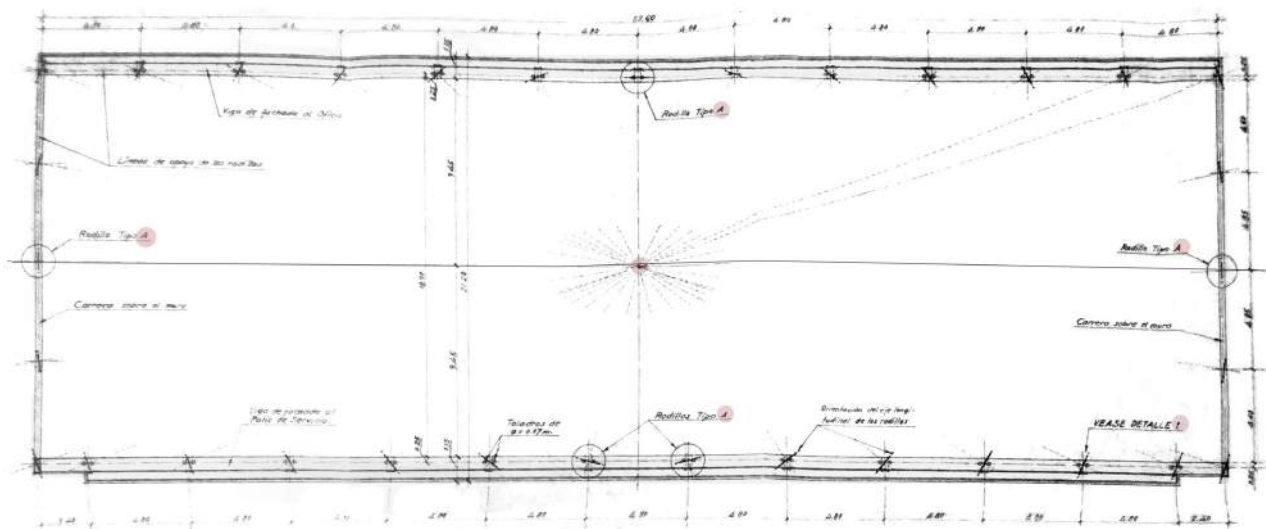


FIG. 4.40. PLANTA DE ESTRUCTURA

Los rodillos metálicos consisten en unos cilindros cuya generatriz se orienta con un cierto ángulo respecto de la fachada y que es perpendicular al eje que une el centro del cilindro con el centro geométrico de la cubierta. Esta orientación le permite liberar en esos puntos, el giro respecto a los ejes cartesianos así como los desplazamientos horizontales respecto a estos mismos ejes. Con ello, se consigue la libre dilatación de la cubierta bajo cambios de humedad y temperatura, independiente de las fachadas. (FIG.4.41.)

A continuación se muestra el conjunto de detalles de los encuentros entre las láminas, los distintos tipos de rodillos según su ubicación en planta. También se incorporan detalles del encuentro entre las vigas de borde y las carreras de hormigón de los muros. (FIG.4.42. - 4.43).

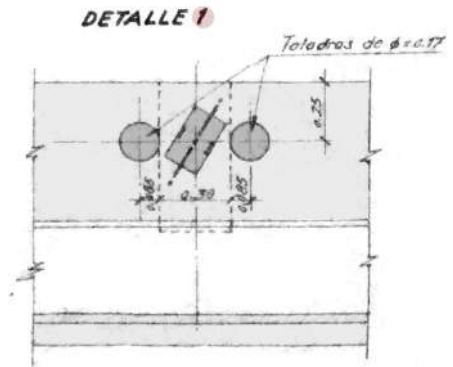


FIG. 4.41. DETALLE 1 (RODILLO)

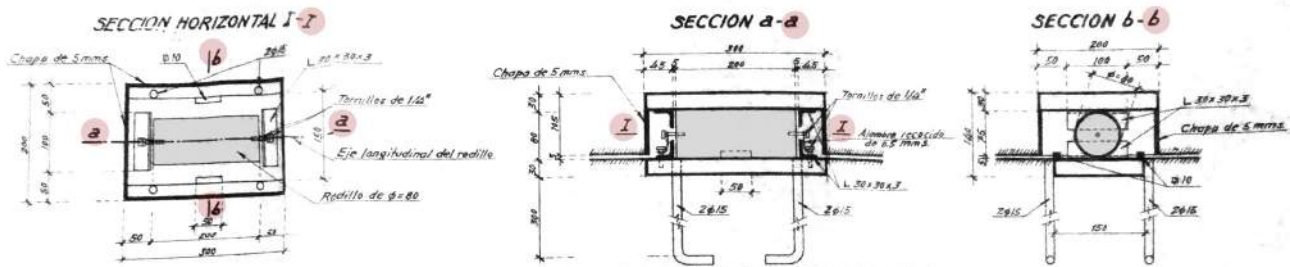


FIG. 4.42. RODILLOS DE TIPO A - SECCIONES I, a Y b

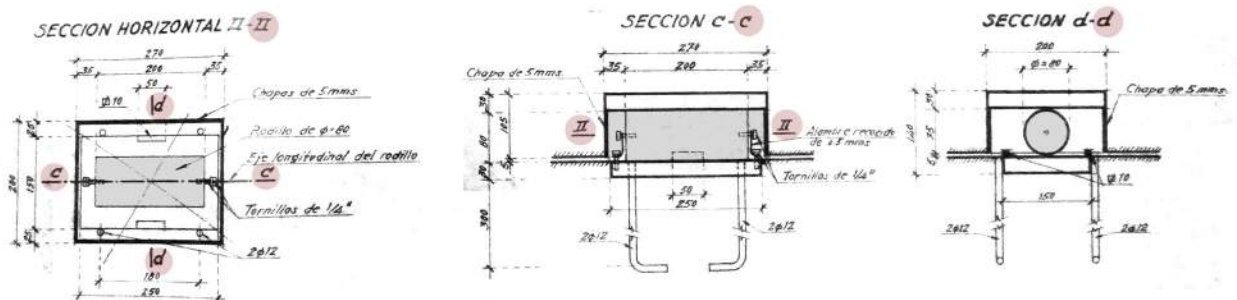


FIG. 4.43. RODILLOS TIPO NORMAL - SECCIONES II, c Y d

En la siguiente tabla se ofrece un resumen de los planos mostrados a lo largo de este apartado.

Pág 4.7	Fig 4.21	Axonometría del proyecto	Pág 4.10	Fig 4.33	Detalles viga de borde
Pág 4.7	Fig 4.22	Sección longitudinal	Pág 4.10	Fig 4.34	Viga lateral
Pág 4.7	Fig 4.23	Alzado longitudinal	Pág 4.11	Fig 4.35	Carrera sobre el muro
Pág 4.8	Fig 4.24	Semiplanta de cubierta	Pág 4.11	Fig 4.36	Detalle viga de borde
Pág 4.8	Fig 4.25	Métrica de los faldones	Pág 4.11	Fig 4.37	Viga al patio de oficio
Pág 4.8	Fig 4.26	Esquema láminas	Pág 4.11	Fig 4.38	Viga al patio de servicio
Pág 4.9	Fig 4.27	Esquema pórtico de apoyo	Pág 4.12	Fig 4.39	Detalles pórticos de fachada
Pág 4.9	Fig 4.28	Detalles pórtico de apoyo	Pág 4.12	Fig 4.40	Planta de estructura
Pág 4.9	Fig 4.29	Sección transversal	Pág 4.13	Fig 4.41	Detalle Rodillo
Pág 4.9	Fig 4.30	Detalles láminas triangulares	Pág 4.13	Fig 4.42	Rodillos tipo A
Pág 4.9	Fig 4.31	Sección al patio de oficio	Pág 4.13	Fig 4.43	Rodillos tipo normal
Pág 4.10	Fig 4.32	Sección al patio de servicio			

TABLA. 4.1. RESUMEN PLANOS

4.2.2. ARMADO Y TÉCNICA CONSTRUCTIVA

Una de las características que hacen de esta obra una innovación, es la técnica constructiva empleada en el armado de las láminas de hormigón que configuran la cubierta: el postesado o pretensado con armaduras postesas.

La técnica y los componentes

En función de que la armadura se tesa antes o después del hormigonado, el pretensado se clasifica en: pretensado con armaduras pretesas o pretensado con armaduras postesas, respectivamente. De manera que el postesado consiste en el tesado de la armadura activa, aquellas elaboradas con aceros de alta densidad y a las que se aplica un tesado, después del fraguado del hormigón del elemento estructural y cuando éste ha alcanzado una resistencia suficiente para soportar las tensiones provocadas por el acero. Las fuerzas del postesado se transmiten al hormigón a través de anclajes especiales fijos en los extremos de las piezas.

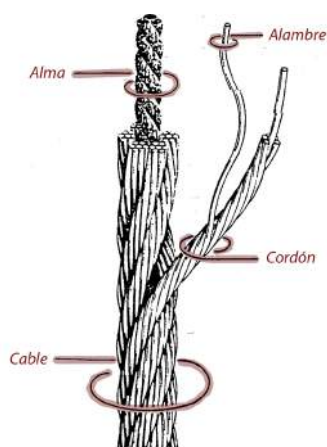


FIG. 4.44. COMPONENTES

La instrucción española del hormigón contempla tres tipos de armaduras activas: los alambres, los cordones y las barras de pretensado. Los alambres son un producto de sección maciza (diámetro nominal mínimo 2 mm), liso o grafilado mientras que un cordón está formado por varios alambres del mismo diámetro enrollados helicoidalmente en el sentido de la torsión. El número de alambres en un cordón puede ser de 2,3 o 7. (FIG.4.44. - 4.48.)

El conjunto de armaduras alojado en un mismo conducto, considerado como una sola armadura en el cálculo, recibe el nombre de tendón, que agrupado con más del mismo tipo, forma un cable pretensado. Por último, se encuentran las barras de pretensado, productos de sección maciza con un diámetro mucho mayor que el de un alambre (diámetro mínimo de fabricación 15 mm). (FIG. 2)

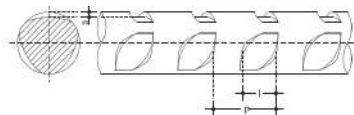


FIG. 4.45. ALAMBRE

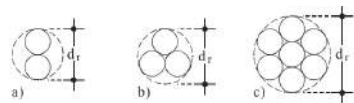


FIG. 4.46. ESQUEMA CORDONES



FIG. 4.47. TENDONES



FIG. 4.48. BARRAS DE PRETENSADO Y CORDONES

Existen dos variantes de la técnica: armadura postesa adherente y armadura postesa no adherente. La primera de ellas, consiste en dejar embebida una vaina metálica o de plástico, replanteada en la pieza para después hormigonar. Posteriormente se enfilan los cordones que constituyen el cable. Después del tesado, se inyecta lechada de cemento a alta presión en el espacio que queda entre los cordones del tendón y la vaina. Con esta inyección se consigue la adherencia entre el tendón de la vaina y el resto de la sección.

El caso de la armadura postesa no adherente, consiste en la utilización de un cable (por lo general en edificación suele utilizarse un único cordón) que se encuentra cubierto por una vaina de plástico que evita que el hormigón se adhiera al acero. Replanteado y ubicado el cable, se hormigona la pieza. Tras el endurecimiento del hormigón, se tesan los cordones que pueden estirarse libremente. En este caso, no es posible inyectar en el espacio libre entre cordón y protección de plástico, de modo que la armadura queda sin adherencia.

Ventajas y limitaciones del postesado

En una pieza de hormigón armado habitual, sólo parte de la sección está sometida a compresión, siendo necesario armar con acero la sección para soportar las tracciones, no obstante, ello no evita la fisuración de la sección. En cambio, si se somete a la pieza a un estado tensional axial previo a la aplicación de las cargas en servicio, mediante unos cables dispuestos en el interior de la pieza, esta experimentará una deformación previa, una contraflecha, por otra parte la sección se encontrará comprimida por completo. Finalmente, se efectúa la aplicación de cargas, tras la cual, se compensa la contraflecha provocada por el tesado y la sección continua trabajando, la mayor parte de la misma, a compresión, garantizando un mayor aprovechamiento del material y reduciendo la cantidad de acero necesaria. (FIG.4.49. - 4.50.)

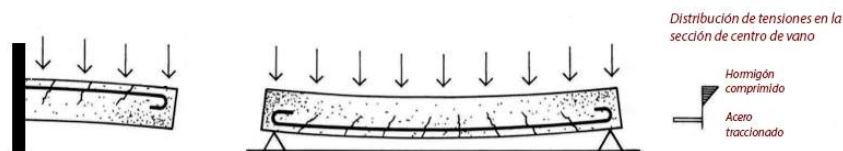


FIG. 4.49. HORMIGÓN ARMADO

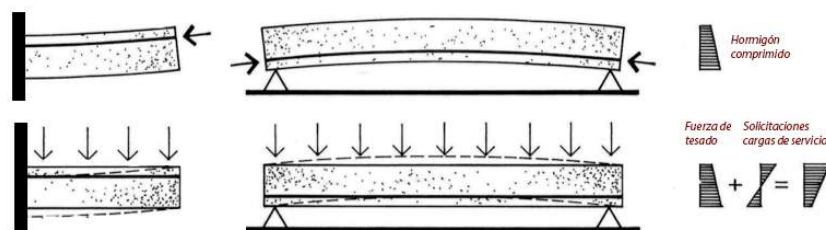


FIG. 4.50. HORMIGÓN PRETENSADO

En ello se basan las técnicas del pretensado y del postesado. Para lograr su objetivo, es fundamental proyectar el trazado de los cables y vainas dentro de las piezas. Un trazado adecuado es aquel que produce unos esfuerzos contrarios a las fuerzas gravitatorias, por lo general, las cargas permanentes, en un porcentaje entre el 70 y 100%. El estado resultante de esfuerzos producidos por las cargas permanentes y por el efecto del postesado, tiene unas claras consecuencias que se enumeran a continuación.

En la sección, el hormigón trabaja a compresión, por lo que ésta permanece sin fisurarse en servicio, de forma que se reducen las patologías por corrosión del acero, lo que se traduce en un incremento de la durabilidad. Si el hormigón no se fisura, se consigue un momento de inercia mayor y por lo tanto, menores deformaciones, instantáneas y por fluencia del material. También mejora su comportamiento a cortante y punzonamiento. (FIG.4.49. - 4.50.)

Otra consecuencia o ventaja del hormigón pretensado es la posibilidad de lograr vanos de mayor dimensión, por lo que esta técnica es ampliamente utilizada en ingeniería civil. Estableciendo un orden de magnitud en la relación canto - luz: (FIG.4.51.)

Losa No pretensada	1/28
Losa Pretensada	1/45

FIG. 4.51. RELACIÓN CANTO - LUZ

Por lo tanto, comparando una misma luz cubierta con hormigón armado y hormigón pretensado, el resultado es que en el segundo caso, es posible disminuir el canto, lo que permite reducir la cantidad de hormigón utilizado, es decir, disminuye el peso propio y el coste de la estructura. La reducción del canto también da lugar a piezas más esbeltas, más estéticas.

No obstante, no sólo existen ventajas en cuanto al comportamiento de las secciones, también presenta ventajas desde el punto de vista de ejecución. Con el postesado se consigue mayor rapidez en la construcción y mejor calidad de ejecución. Se reduce el mantenimiento necesario para la estructura y la técnica permite reducir el uso de encofrados.

Por otra parte, es necesario indicar que esta técnica, al igual que cualquier otra, presenta una serie de limitaciones, por lo que se debe evaluar en cada caso que técnica es más óptima, tanto desde el punto de vista estructural y constructivo como desde el punto de vista económico.

Tanto el empleo del postesado como del pretensado, requieren alto nivel tecnológico, por lo que existen menos empresas que se dediquen a estos sistemas. La utilización de pretensados requiere elevada precisión en el trazado de los cables, de la disposición de estos y su compatibilidad con otros trazados como los de instalaciones, que hacen necesarias perforaciones en los forjados. También es necesario el empleo de materiales de alta resistencia y otros materiales auxiliares, lo que provoca un incremento del coste del proyecto. La técnica también exige un control intenso de la ejecución: disposición correcta de los tendones, con correctos recubrimientos para obtener la durabilidad y resistencia al fuego, adecuada puesta en obra, compactación y curado, seguimiento de una tabla de tesado (aplicación de la fuerza de pretensado), descimbrado según esquema predefinido, hormigonado de la zona de anclajes por protección a la corrosión...

Al tratarse de una técnica que precisa de alto nivel tecnológico, es más frecuente su utilización en países donde el coste de mano de obra es elevado, pues requiere menos mano de obra en el montaje, pero esta ha de ser muy cualificada. También en los que se efectúan obras de geometría regular y con empresas que disponen de los medios auxiliares apropiados. En otros países, como España, las empresas son de tamaño mediano y muchas de ellas no disponen de los medios auxiliares, a lo que es preciso sumar la irregularidad de las parcelas a causa de las ordenanzas municipales, que complican la geometría de la construcción. Es por esta razón que en España, el porcentaje de uso de prestensados y postesados es muy reducido pese a las ventajas que aporta, frente al uso extendido en países como Australia y Estados Unidos.

En conclusión, comparando el postesado o pretensado con otras soluciones, y teniendo en cuenta todos los aspectos que involucra cada solución, estas técnicas suelen ser más económicas para grandes luces o elevadas cargas permanentes. La ventaja reside en los esfuerzos previos a la aplicación de las cargas de servicio a los que se someten las armaduras y que posteriormente transmiten al hormigón, compensando parcial o totalmente las cargas permanentes.

La Cubierta del Pabellón de cocinas de la Universidad Laboral

En este apartado, se detalla el trazado de cables que elabora Torroja para esta obra así como proceso constructivo que se llevó a cabo en 1956, a través del cual se ejemplifica el proceso de ejecución de la técnica del postesado. No obstante, primero se ofrecen unas definiciones de algunos elementos que intervienen en la ejecución: los anclajes, acopladores o empalmes, los tubos de purga y los equipos especiales.

Los anclajes son los elementos a través de los cuales se transmite la fuerza de pretensado, concentrada en el extremo del tendón, al hormigón, pudiendo ser de tres tipos. Los anclajes activos permiten el tesado del tendón con un gato hidráulico, asomando al exterior de la pieza. Por otro lado se encuentran los pasivos, en los que se retiene la fuerza que ejerce el tendón en el extremo opuesto a donde se tesa, en este caso los anclajes pueden quedar embebidos en el hormigón. También existen los anclajes intermedios para aquellos casos en los que se pone en tensión temporalmente un tramo de tendón. Por otra parte encontramos los empalmes, que sirven para alargar un tendón anclado; se usan para evitar la manipulación de tendones excesivamente largos mediante la confección de juntas de construcción. Los tubos de purga, en cambio, sirven para expulsar aire durante la inyección. Por último, se encuentran los equipos especiales, empleados en el tesado y en la preparación e inyección de productos. (FIG. 2)



FIG. 4.52. ANCLAJES, EMPALMES Y TUBOS

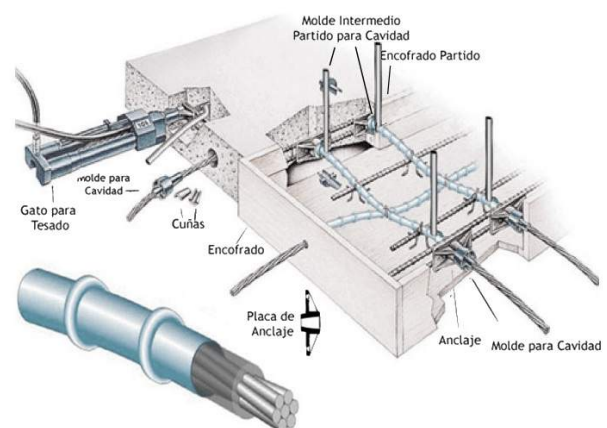


FIG. 4.53. ESQUEMA COMPONENTES TESADO

De entre todas las ventajas que aporta el postesado, es el trabajo a compresión de las piezas así como la reducción de las deformaciones verticales a pesar de salvar grandes luces, las que llevan al ingeniero a decantarse por esta técnica, todo ello con un delgado espesor de 12 centímetros de hormigón. Esta ventaja tiene una gran trascendencia en la durabilidad del edificio, pues este se halla ubicado muy próximo al mar Mediterráneo, de forma que si el hormigón trabaja únicamente a compresión, las piezas no se fisuran, lo que se traduce en que las armaduras reducen la posibilidad de sufrir corrosión y por lo tanto, se incrementa la durabilidad de la estructura. Al mismo tiempo, al tratarse de una misma geometría repetida de forma continua, el coste de los encofrados no es elevado.

En las siguientes fotografías puede verse el armado que Torroja realiza para cada lámina o faldón, que se repite 4 veces en cada elemento principal. En los faldones, utiliza 10 grupos de cables, formados por tres alambres de 5 mm cada uno y sometidos a una fuerza de tracción de 150 kg/mm², siguiendo 8 de ellos un trazado parabólico y las otras una directriz más rectilínea. El trazado era el conveniente para transformar la flexión longitudinal, creada por el peso propio del elemento, en un esfuerzo uniforme de compresión. Los anclajes de dichos cables se sitúan: los de un extremo, sobre la arista que constituye la limatesa y los del otro, sobre la arista de fachada.

Además de esta armadura de pretensado, cada placa o lámina lleva también otra armadura, sin tensor, constituida por alambres de 5 mm de diámetro de acero ordinario, Tipo A-50 Riviere, agrupados formando mallas de 10 x 30 cm de luz. Los nudos de las mallas eran electrosoldados.

Esta armadura, estaba destinada a resistir la acción de los momentos flectores transversales de la placa que se originaban por la forma de la sección transversal, por lo que fue preciso el pórtico de apoyo para la rigirización de las láminas. El armado se distribuye en dos placas: una se coloca en las proximidades desde la cara superior de la lámina y la otra, en la cara inferior. Como la cubierta, en su conjunto, es una superficie desarrollable, la colocación de estas armaduras resulta muy sencilla. (FIG.4.54. - 4.55.)

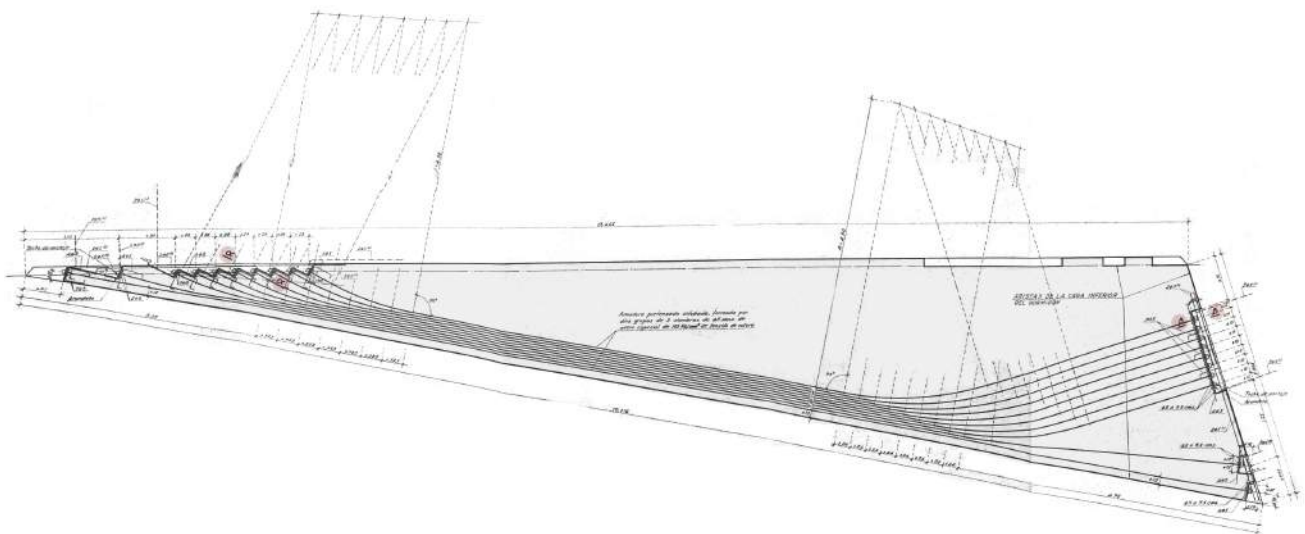


FIG. 4.54. TENDONES LÁMINA TRIANGULAR

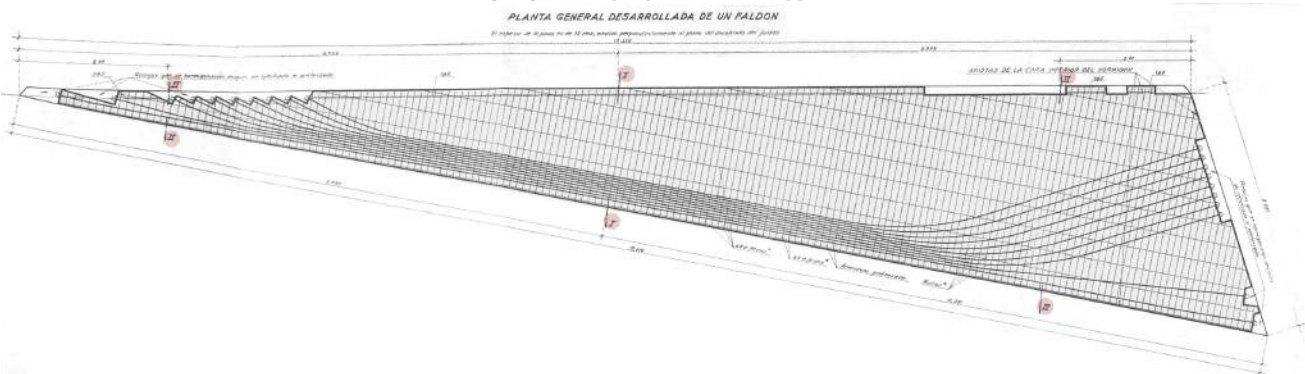


FIG. 4.55. TENDONES Y ARMADO LÁMINA TRIANGULAR

La precisión que requiere tal técnica puede apreciarse en la cantidad de detalles que el ilustre ingeniero elabora tanto para las láminas como para el resto de la estructura. En el siguiente conjunto de fotografías, pueden verse de los anclajes y secciones longitudinales de las láminas, en las que se aprecia el armado calculado por Torroja. (FIG.4.56. - 4.58.)

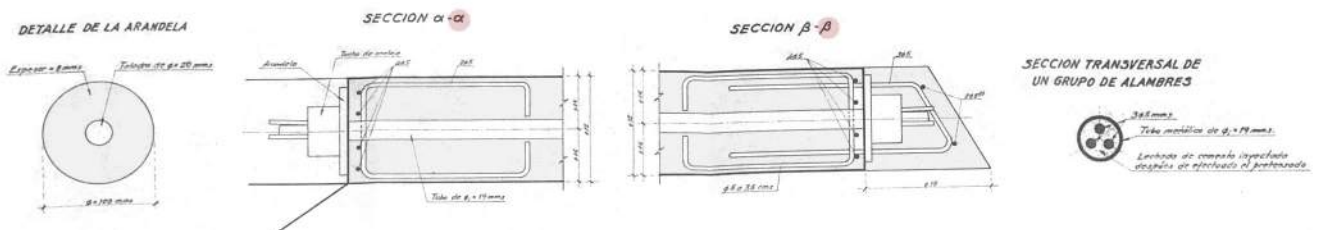


FIG. 4.56. DETALLES DE LOS ANCLAJES

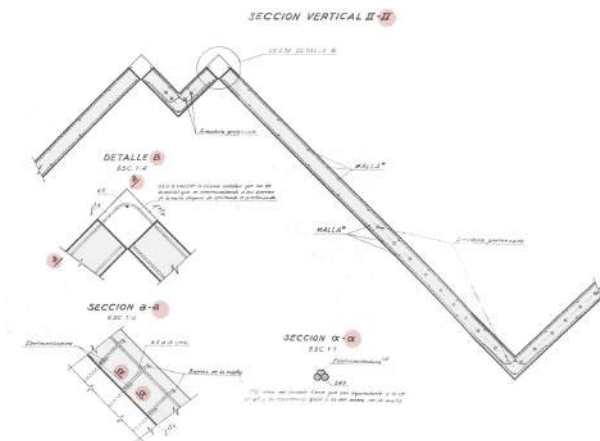


FIG. 4.57. SECCIÓN VERTICAL II

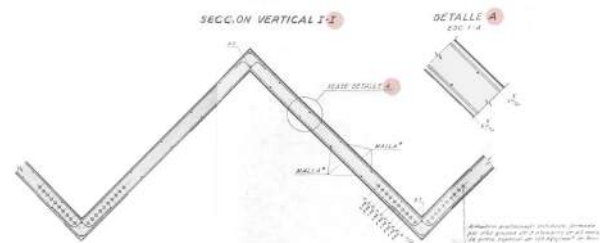


FIG. 4.58. SECCIÓN VERTICAL I

Proceso de ejecución

En las ilustraciones que se muestran a continuación queda reflejado el proceso constructivo que se llevó a cabo en la ejecución de la cubierta; en el que se pone de manifiesto la singularidad de la obra, del proceso constructivo y el ingeniero que hay detrás .

En primer lugar, se realizó el montaje de la cimbra y del encofrado que, por un lado debía permitir los movimientos de las piezas tras su tesado y, por otro, disponer de un espacio seguro libre en los bordes en donde existían anclajes activos para permitir el trabajo de los operarios y la manumulación de los gatos.

Es interesante resaltar que, para construir la cubierta, se empleó un encofrado independiente de los muros de la fachada, colocado sobre unas bielas o aparatos provisionales de apoyo. De esta forma, al no existir coacción exterior alguna, la cubierta pudo acortarse libremente bajo la acción del esfuerzo del pretensado, y la introducción de este esfuerzo en la armadura principal pudo realizarse sin el temor a que se originasen tensiones secundarias perjudiciales. (FIG.4.59. - 4.62.)

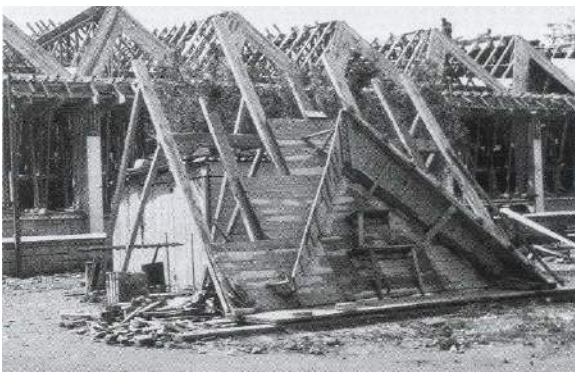


FIG. 4.59. MONTAJE DE LOS ENCOFRADOS

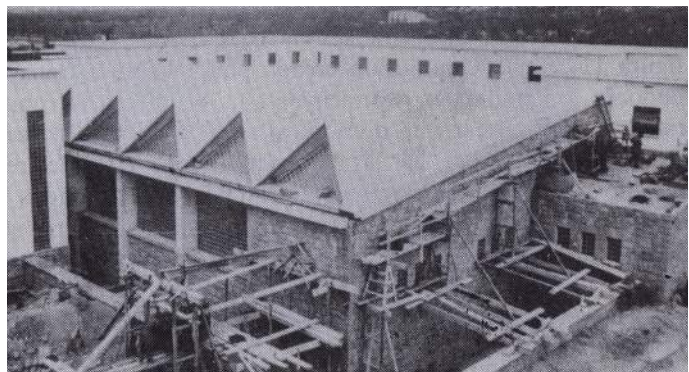


FIG. 4.60. MONTAJE DE LOS ENCOFRADOS II

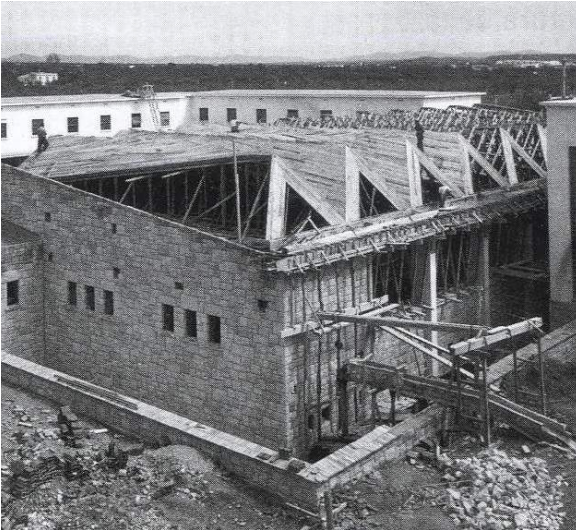


FIG. 4.61. MONTAJE DE LOS ENCOFRADOS III

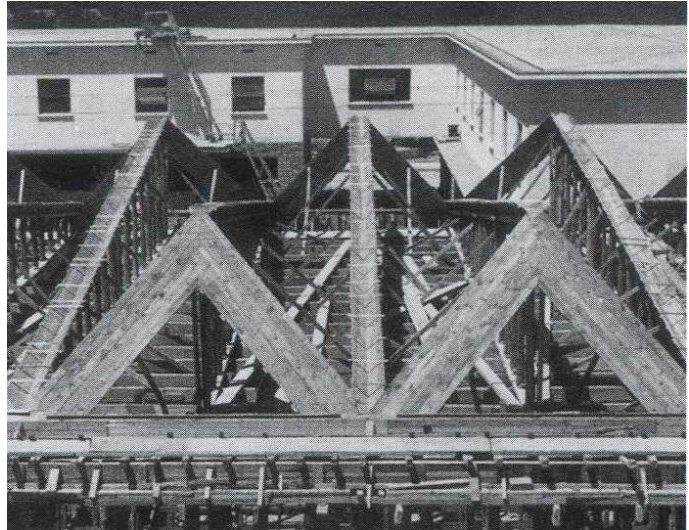


FIG. 4.62. MONTAJE INICIAL ENCOFRADOS

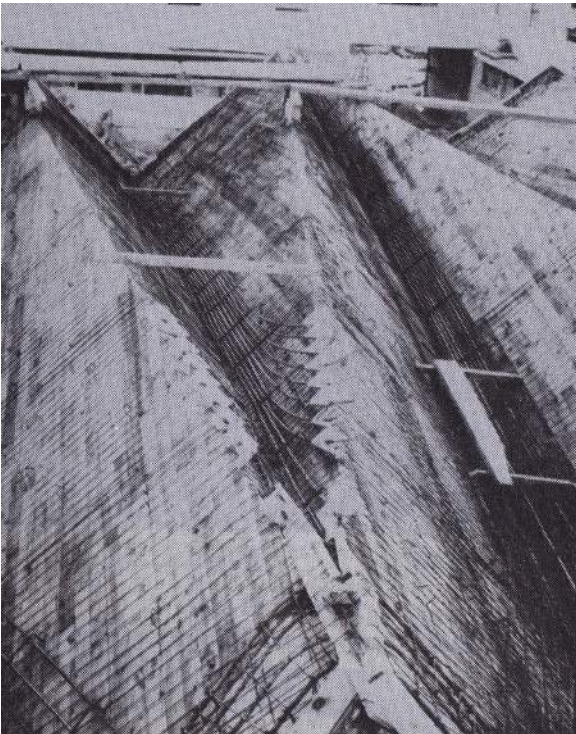


FIG. 4.64. MONTAJE ARMADURAS

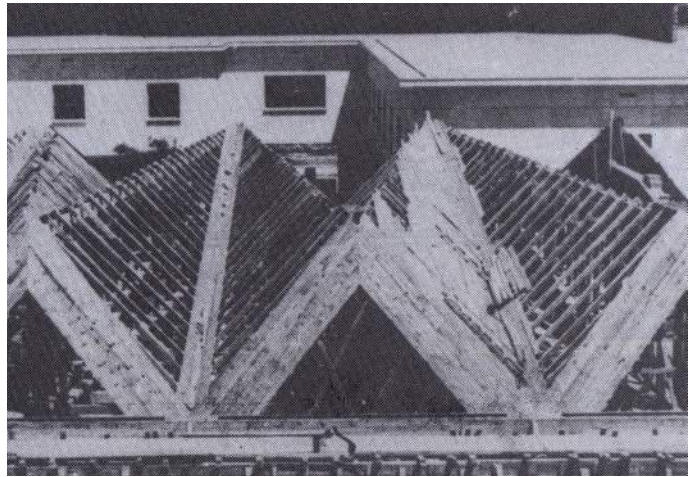


FIG. 4.63. MONTAJE FINAL ENCOFRADOS

Una vez montados los encofrados, se replantearon y efectuaron los taladros en los testeros del encofrado.

Posteriormente, se colocó la armadura pasiva inferior sobre los separadores. (FIG.4.63. - 4.64.) También la de los estribos y separadores a los que sujetar la armadura activa.

A continuación, se dispusieron los anclajes activos y los separadores, sillas y caballetes para sujetar los tendones, ya replanteados.

Una vez dispuestos todos estos elementos, se colocaron las vainas de postesado y los tendones. En esta fase, también se colocan los acopladores y anclajes pasivos, en el caso de que los hubiera.

Después, se montó la armadura superior pasiva y se ataron los tendones a las armaduras pasivas. Posteriormente se llevó a cabo la protección de los anclajes frente a la entrada de hormigón.

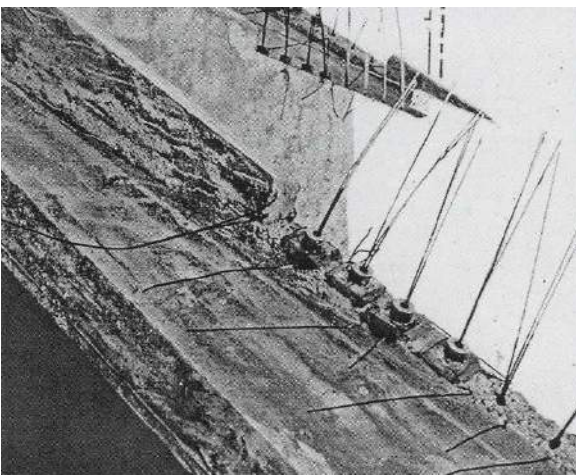


FIG. 4.65. ANCLAJES

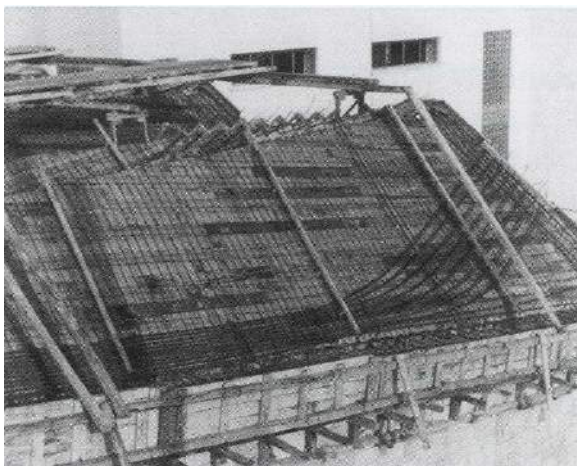


FIG. 4.66. DISTRIBUCIÓN DE TENDONES (I)

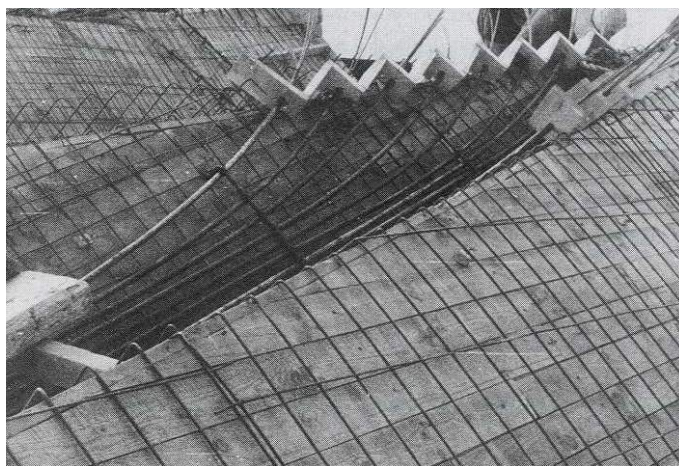


FIG. 4.67. DISTRIBUCIÓN DE TENDONES (II)



FIG. 4.69. TESADO DE LOS TENDONES

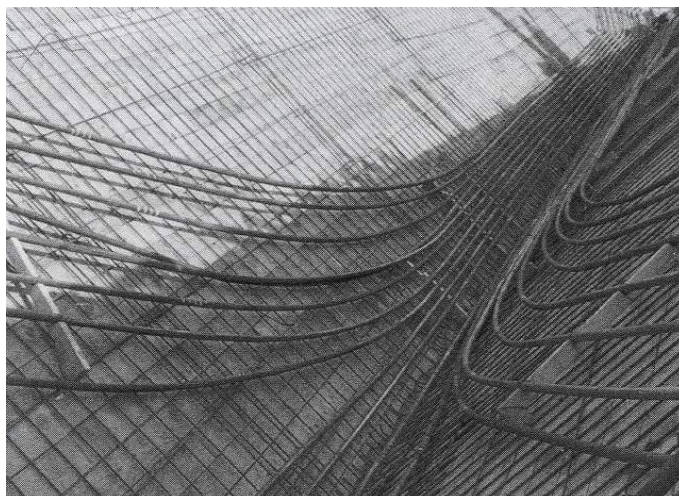


FIG. 4.68. DISTRIBUCIÓN DE TENDONES (III)

La siguiente fase consiste en el vertido y la compactación del hormigón, que se ha de realizar con especial cuidado en las zonas donde se dispongan los anclajes y acopladores. Atendiendo a las condiciones climáticas, se efectuó el curado del hormigón.

Una vez fraguado y suficientemente endurecido el hormigón para que la estructura soporte las acciones introducidas y no se produzcan daños locales en las zonas de anclaje, se efectuó el tesado de la armadura principal, durante el cual la estructura se despegó, automáticamente, de su encofrado. (FIG.4.65. - 4.68.).

Este paso es uno de los más delicados del proceso constructivo. El tesado de la armadura activa debe efectuarse de acuerdo con un programa previo de tesado en el que se debe hacer constar, entre otras cuestiones, la resistencia mínima del hormigón antes de comenzar el tesado, el orden de tesado, la fuerza que debe desarrollar el gato y el alargamiento previsto de la armadura, y el momento de retirada de las cimbras, en su caso. (FIG.4.69.). Posteriormente se efectúa la inyección en las vainas.

Tras el tesado de los tendones, se efectúa la retirada o apriete de la cimbra. Si la carga equilibrada es mayor o igual que el peso propio del forjado, se descimbrada la estructura.

Es relevante también, indicar el fenómeno denominado relajación que experimentan los alambres. Este efecto consiste en la disminución de tensión que sufre el material con el paso del tiempo al someterlo a una deformación impuesta de magnitud constante.



FIG. 4.70. FINAL PROCESO DE EJECUCIÓN

Para comparar el comportamiento de las diferentes armaduras activas, se define el término de grado de relajación, siendo éste la máxima pérdida de tensión, expresada en tanto por cien respecto de la tensión inicial de tesado, al cabo de 1000 horas, al aplicar una tensión inicial de tesado del 70% de la carga unitaria de rotura, a 20°C de temperatura.

Finalmente se efectuó el corte de los rabos de la armadura activa y el posterior hormigonado de los anclajes.

A continuación, mediante la acción de unos gatos hidráulicos, se elevó toda la cubierta unos centímetros, para colocar los rodillos metálicos, que se han nombrado previamente en el apartado anterior, y que constituyen sus apoyos definitivos y, sobre esto, se situó finalmente la cubierta al descender y retirar los gatos. Todos los rodillos que van colocados sobre la coronación de los muros de la nave, están orientados de forma que las prolongaciones de sus ejes coinciden todas en un mismo punto, con lo cual queda permitida la libre dilatación de la cubierta bajo las variaciones de humedad o temperatura.

En la Figura 4.71 se muestra el detalle de los puntos de apoyo para el descenso de la cubierta. En estos detalles, Torroja indica que el gato hidráulico llevará unas placas de asiento de 12 x 20 cm. para el reparto de la carga sobre el homigón.

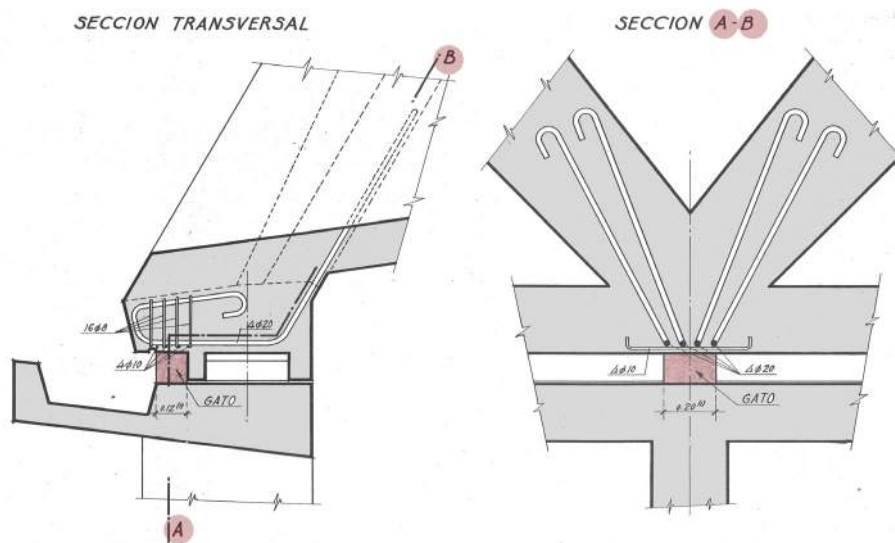


FIG. 4.71. PUNTOS DE APOYO

4.3. MODELO ESTRUCTURAL

Con la intención de conocer en profundidad el comportamiento estructural de la lámina plegada y el postesado de la cubierta de cocinas de la Universidad Laboral de Tarragona, se ha realizado un modelo estructural a través de una herramienta informática.

Para ello, en primer lugar, se ha realizado la simplificación de la estructura real en elementos más sencillos, que permitan un análisis más exhaustivo para obtener conclusiones del comportamiento estructural.

Una vez realizado el modelo, se ha procedido a la evaluación y asignación de cargas al modelo, también se han definido los materiales y las secciones. Con todo ello, se obtiene un modelo estructural simplificado respecto de la estructura real, que teniendo en cuenta las limitaciones del programa, permite obtener conclusiones válidas del funcionamiento de la estructura.

El proceso de modelado, así como la asignación de cargas, secciones y materiales y posterior cálculo, se realiza a través de la herramienta informática Architrave.

4.3.1. DISCRETIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA REAL

El objetivo del modelo y el cálculo es comprender el comportamiento de la lámina plegada de hormigón armado que configura la cubierta del edificio y el efecto de la técnica del postesado en ella. Por tanto, se decide prescindir del forjado y planta de semisótano por tratarse de una estructura más convencional, es decir, solo se evalúa el funcionamiento estructural de la planta principal, considerando que los soportes que sustentan la cubierta apoyan directamente sobre el suelo.

Por otra parte, también se realiza una simplificación en los testeros, que se configurarán como muros de hormigón armado en lugar de modelar la carrera de hormigón en el interior del muro de piedra.

El modelo se elabora incluyendo los siguientes elementos, ya definidos en apartados anteriores:

- Láminas triangulares planas
- Pórticos de apoyo
- Vigas de borde
- Muros testeros
- Pórticos de fachada
 - Vigas
 - Soportes
- Piezas de apoyo de la cubierta
- Apoyos de la estructura

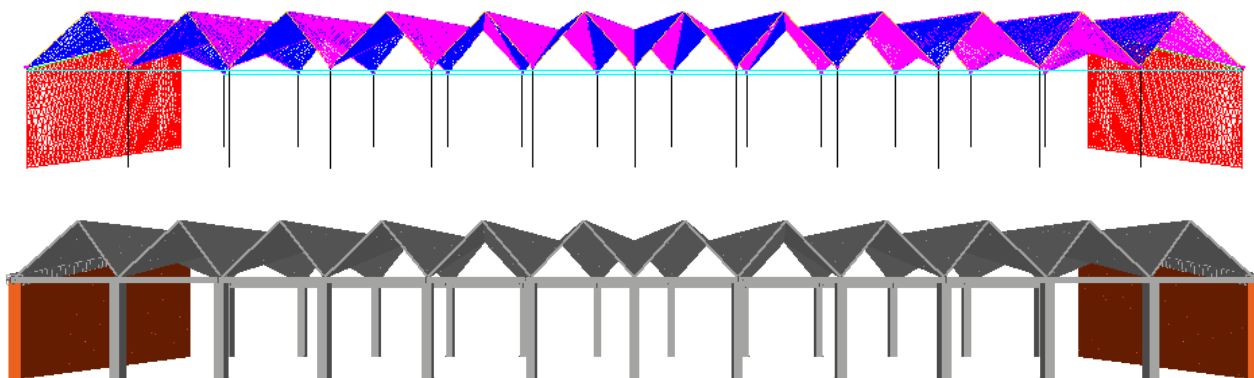


FIG. 4.72. MODELO ALÁMBRICO Y SÓLIDO

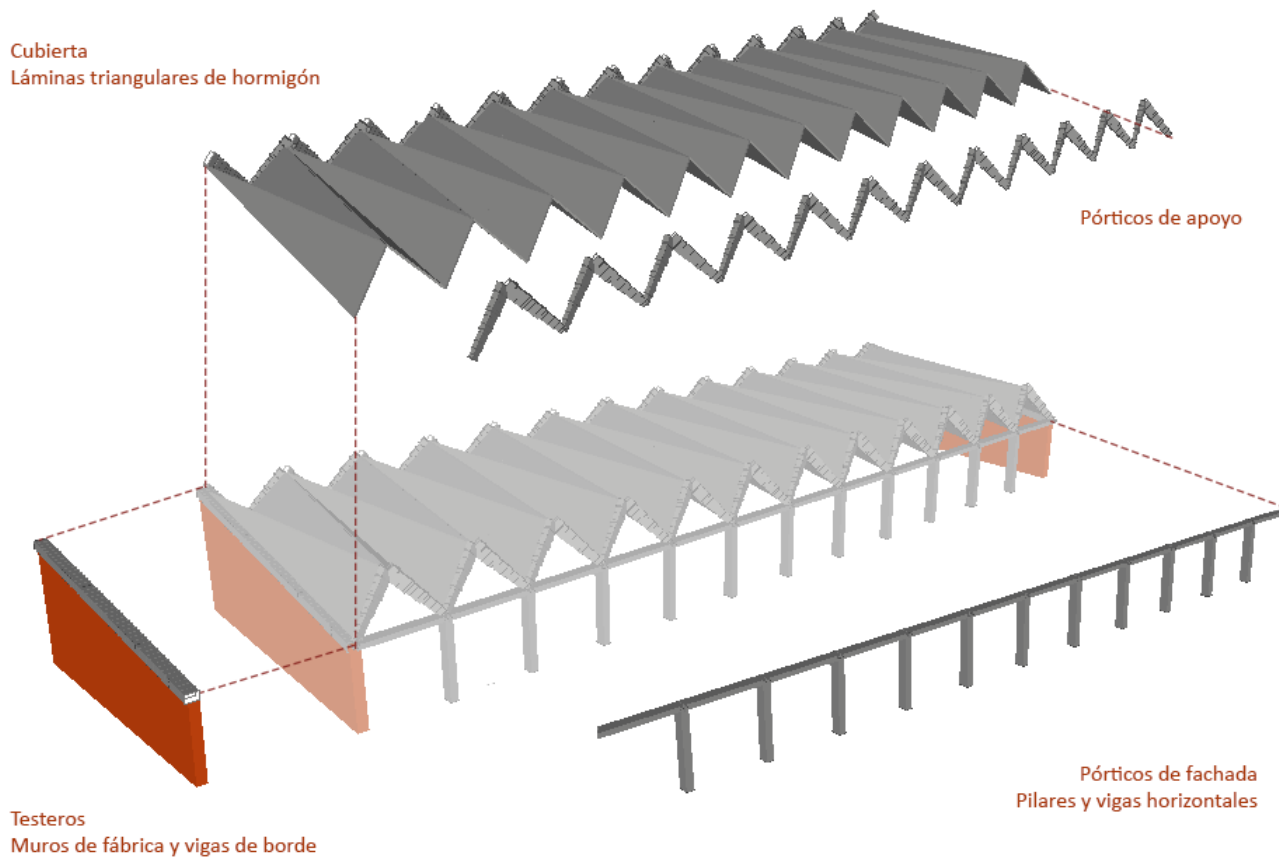


FIG. 4.73. ELEMENTOS ESTRUCTURALES MODELIZADOS

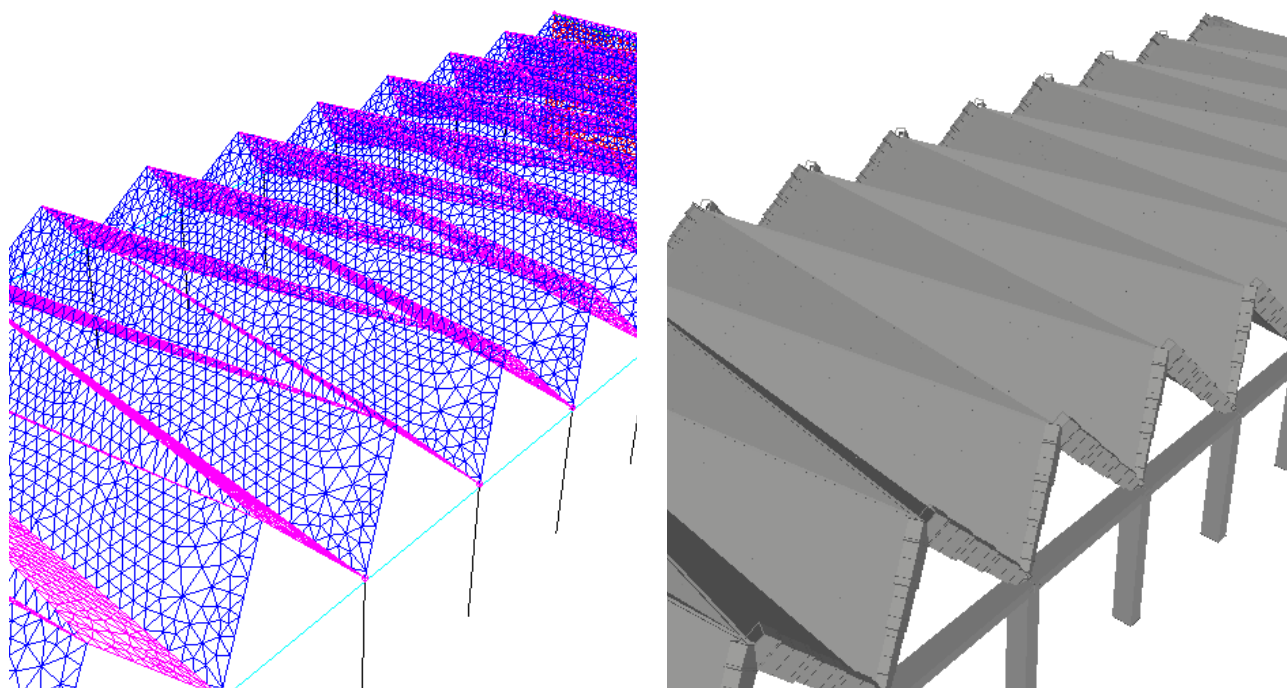


FIG. 4.74. DETALLE ALÁMBRICO Y SÓLIDO

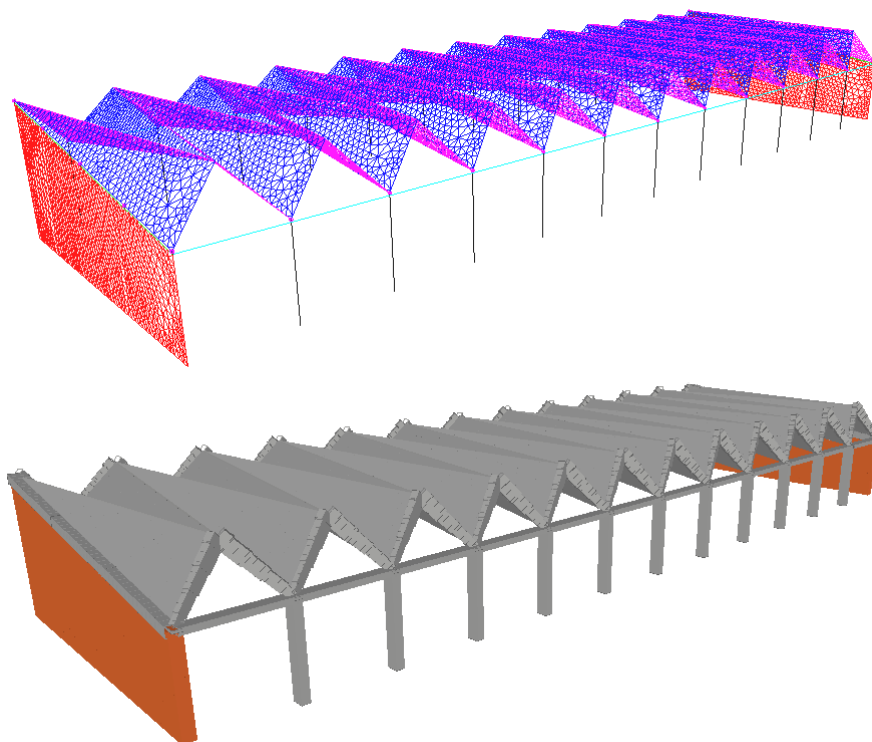


FIG. 4.75. AXONOMETRIA MODELO ESTRUCTURAL

Pese a la simplificación y clasificación de elementos, la estructura de hormigón armado funciona conjuntamente, de forma que es difícil individualizar el comportamiento de cada elemento por separado.

En las Figura 4.72 y 4.75 se puede visualizar el modelo completo, mientras que en la Figura 4.74. se puede apreciar una visualización desglosada de los elementos que configuran el modelo estructural adoptado y que se explican a continuación.

Laminas triangulares planas

Se trata de piezas triangulares con las dimensiones que se muestran en la Figura 4.76., cuya geometría se obtiene y se simplifica a partir de los esquemas de cálculo que el ingeniero Eduardo Torroja incluye en los Cálculos Justificativos del proyecto. Una vez realizado un faldón, se obtiene el elemento principal, que se copia repetidas veces para configurar la cubierta.

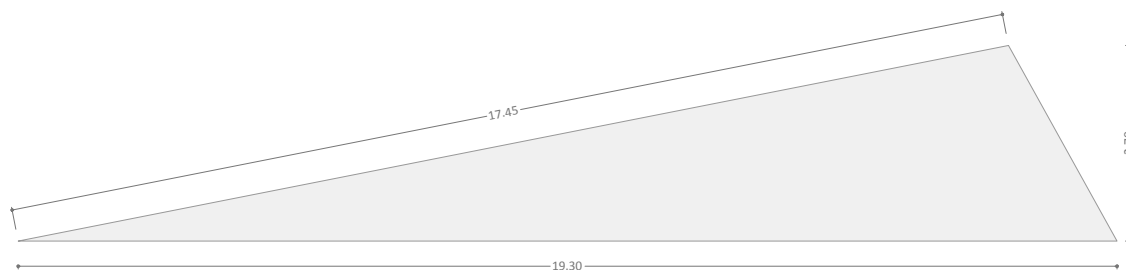


FIG. 4.76. DIMENSIONES LÁMINA TRIANGULAR

Al tratarse de elementos superficiales, se modelizan a través de un mallado global, que permiten obtener una superficie de elementos finitos. Estos tienen forma triangular, con valores de lado del orden de 40 cm y se les asigna una sección de hormigón armado HA – 25 de 12 cm de espesor. Finalmente resultan, 449 elementos finitos por faldón, 1796 por elemento principal y 21522 elementos finitos totales.

Pórticos de apoyo

Estos elementos configuran el apoyo de las láminas triangulares y, al contrario que las piezas anteriores, los pórticos se modelizan como barras, pues se trata de elementos lineales de hormigón armado HA – 25. Estos son de sección variable, por ello, se ha realizado un análisis de la variación del canto de las piezas del pórtico a partir de un esquema que incluye Torroja en el documento *Cálculos justificativos*. (FIG.4.77.)

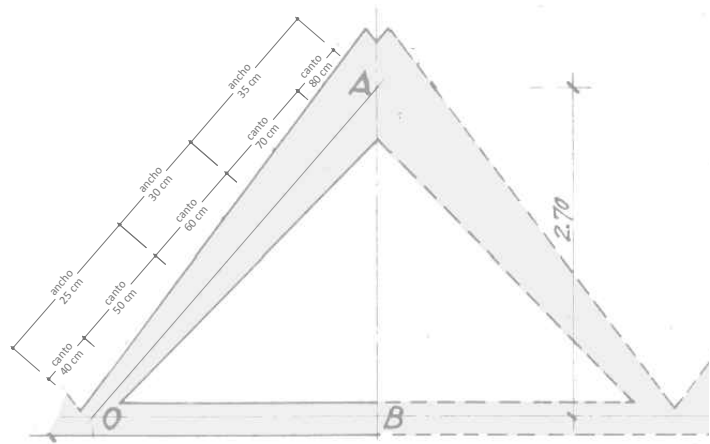


FIG. 4.77. MODELIZACIÓN DEL PÓRTICO DE APOYO

Viga Lateral

Estas piezas, dispuestas en cada lado del edificio sobre los muros de piedra, resulta el apoyo de las láminas extremas. La longitud de estos elementos es de 18,50 y apoyan sobre el muro testero. Se modelizan como elementos lineales de hormigón armado HA – 25 de sección 75 x 50 cm.

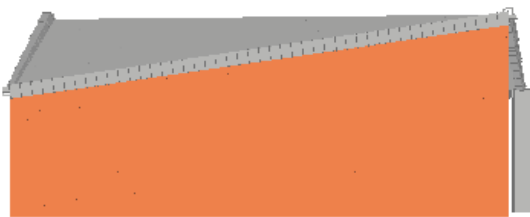


FIG. 4.78. MURO TESTERO

Muros testeros

A este elemento, se le da una sección de 60 cm y se modeliza de la misma manera que las láminas triangulares por tratarse de un elemento superficial. Se le asigna el material "fábrica" que dispone de resistencia a compresión pero se desprecia su resistencia a tracción. (FIG.4.78.)

En este caso, se utiliza un mallado simple, que transforma el muro en una malla de elementos finitos, cuyos nudos coinciden con los de la lámina triangular extrema. No obstante el enlace entre la cubierta y los muros testeros se realiza a través de los elementos puntuales para simular los rodillos (se describirán posteriormente). De la misma forma que las vigas de borde, la longitud del muro es la luz salvada por los elementos principales.

Pórticos de fachada

Los pórticos de fachada son algo diferentes en función del patio al que vuelquen, patio de oficio o patio de servicio, no obstante, dado que estas variaciones no son significativas para el cálculo, se modelizan con las mismas dimensiones y características.

Vigas

Se trata de vigas planas de dimensiones no ortogonales y diferentes según el tramo de viga en el que se realiza el corte y que además, en algunos tramos, incorporan un canalón para la evacuación de aguas. Se modelizan como elementos lineales de hormigón HA – 25 y sección rectangular constante, 65 x 60 cm. Las vigas salvan una luz de 4,80 metros en el caso de los módulos intermedios y 2,40 metros, en el caso de los vanos extremos (medio módulo).

Soportes

Los pilares son elementos lineales, modelizados como barras, de hormigón armado HA – 25. En este caso, la sección de las piezas es de 45 x 65 cm. Los datos de la sección se han obtenido a través de los planos de vigas y pórticos de apoyo, pues no se ha encontrado información específica de los pilares. Por otra parte, a través de la sección, se conoce la altura de los pilares de la planta que se está analizando, resultando soportes de longitud 4,60 metros.

Piezas de apoyo de la cubierta

Definidos todos los componentes de la estructura a estudiar se describe el apoyo entre los pórticos de apoyo y los pórticos de fachada. Como se ha señalado en apartados anteriores, el nudo entre estos dos elementos en la estructura real lo configura un rodillo metálico, un cilindro orientado de forma radial respecto del centro de la planta, lo que permite que la cubierta pueda variar libremente sus dimensiones bajo los efectos de la humedad y la temperatura. En consecuencia, el apoyo permite los giros respecto a los ejes cartesianos y los desplazamientos en las direcciones del plano horizontal; este comportamiento se simula en el modelo mediante una barra de 10 cm de longitud cuyos extremos tienen libres los giros respecto de la cubierta y los pórticos, respectivamente. (FIG.4.79.) El resto de nudos entre elementos se diseñan como nudos rígidos.

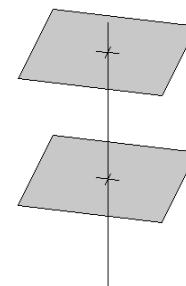


FIG. 4.79. APOYOS - DISCRETIZACIÓN RODILLOS

Apoyo de la estructura

Al haberse realizado una simplificación de las plantas del edificio para estudiar únicamente la cubierta del pabellón y desconocerse cualquier tipo de dato acerca del terreno en el que se encuentra el edificio, se realiza el cálculo de la estructura considerando que ésta apoya directamente sobre el suelo mediante cimentación superficial de dimensiones y cotas de apoyo supuestas. La estructura se halla perfectamente empotrada en el terreno, quedando coartado el desplazamiento y el giro en cualquier dirección del espacio.

4.3.2. EVALUACIÓN Y ASIGNACIÓN DE CARGAS

Una vez realizado el modelo estructural, se procede a la evaluación y posterior asignación de cargas, es decir, se analizan de forma intuitiva y aproximada las cargas a las que podría estar sometida la estructura real. Dicha evaluación se efectúa de acuerdo a lo establecido en el *Documento Básico de Seguridad Estructural Acciones en la Edificación (DB-SE-AE)*, incluido en el *Código Técnico de la Edificación (CTE)*.

Para la evaluación de cargas, se realiza una distinción entre las cargas de carácter permanente, como el peso propio o las cargas muertas permanentes, y las cargas de carácter variable, como las sobrecargas de uso, nieve y viento. Sin embargo, no se han considerado las acciones térmicas sobre la estructura, pues esta dispone de mecanismos que permitan la variación dimensional a causa de cambios de humedad y temperatura. También quedan excluidas para el análisis estructural las acciones accidentales, es decir, sismo, impacto e incendio.

Por último, cabe mencionar que los pesos propios de los elementos estructurales ya los tiene en cuenta la herramienta informática a la hora de realizar el cálculo, por lo que no es necesario evaluar estas acciones.

Cargas verticales

Cargas permanentes

A) Peso Propio (PP)

De todos los elementos estructurales, lo asigna Architrave

B) Cargas muertas permanentes (CMP)

No se considera el peso de ningún elemento. Se desprecian las cargas relativas a la iluminación y otros elementos en las láminas de cubierta, así como los cerramientos de pavés de sobre las vigas de fachada.

C) Simulación del esfuerzo de postesado (PT)

SECCION TRANSVERSAL DE UN GRUPO DE ALAMBRES

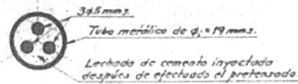


FIG. 4.80. VAINAS

Como se ha indicado en el apartado de técnica constructiva, y de acuerdo a los detalles de armado de las piezas triangulares, la armadura activa de cada faldón consiste en 10 tendones formados por 3 alambres de 5 mm de diámetro cada uno. Es posible diferenciar dos grupos de tendones, uno formado por 2 tendones de trazado más o menos recto y otro grupo de 8 tendones de trazado parabólico. (FIG.4.80. - FIG.4.81.)

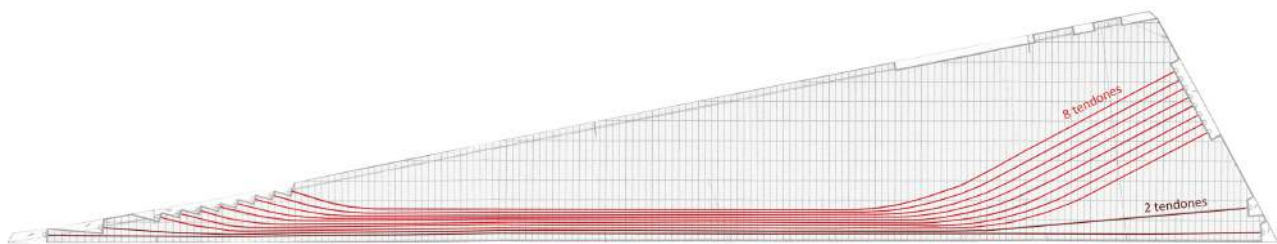


FIG. 4.81. DISPOSICIÓN REAL DE TENDONES EN LA LÁMINA TRIANGULAR

Debido a las limitaciones de la herramienta informática, el trazado del grupo de 2 tendones se considerará totalmente recto, mientras que el trazado del grupo de 8 tendones se considerará lineal y quebrado. Para simular el efecto del postesado, se aplicarán cargas puntuales de compresión (el tesado consiste en una fuerza de tracción pero al realizar el anclaje resulta un esfuerzo de compresión en las láminas), con la dirección de dichos trazados y como punto de aplicación en los extremos. Por otra parte, la fuerza que se genera en el interior del faldón debido al trazado parabólico del grupo de 8 tendones, se traduce en el modelo en una fuerza puntual aplicada en el quiebro, obtenida por trigonometría y equilibrio de fuerzas a partir de las de los extremos del tendón. En el grupo de 2 tendones se desprecia cualquier fuerza secundaria no aplicada en los extremos del tendón. (FIG.4.82.)

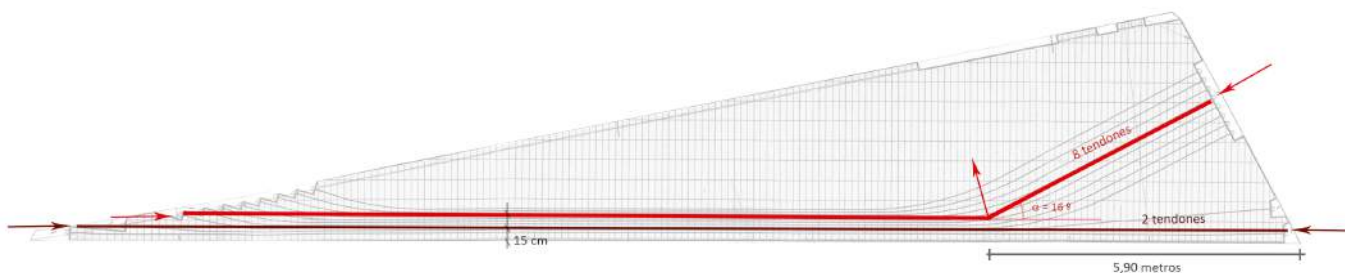


FIG. 4.82. MODELIZACIÓN DE LOS TENDONES EN LA LÁMINA TRIANGULAR

Tal y como se indica en el documento *Cálculos justificativos*, la tensión de tesado es de 110 Kg /mm² (1100 N/mm²). Por otra parte, en los planos de armado Torroja indica que el acero de los alambres es un "acero especial de tensión 150 Kg /mm² de tensión de rotura". Con estos datos, se hallan las fuerzas puntuales a aplicar en los extremos de los tendones simplificados. Se procede de la forma que se indica a continuación:

- Área de un alambre $A = 1 \phi 5 \text{ mm} = \pi \phi^2 / 4 = 19,635 \text{ mm}^2$
- Área total de un tendón $AT = 3 \phi 5 \text{ mm} = 3 * 19,635 \text{ mm}^2 = \mathbf{58,9 \text{ mm}^2}$
- Límite elástico $F_{yk} = 150 \text{ Kg} / \text{mm}^2 = 1500 \text{ N/mm}^2$
- Límite elástico de cálculo $F_{yd} = F_{yk} / \gamma = 1500 / 1,20 = 1250 \text{ N/mm}^2$

Considerando que el tendón no trabaja al 100 por 100 sino al 90 por ciento y que sufre unas pérdidas de tensión a lo largo de su vida útil del 15 por ciento:

- Tensión de postesado $F_{yp} = 90\% * 1250 = 1125 \text{ N/mm}^2 (\approx 1100 \text{ N/mm}^2)$
- Pérdidas de tensión $\sigma = (100 - 15) \% * 1125 = \mathbf{956,25 \text{ N/mm}^2}$

Por lo tanto, la tensión en cada tendón se obtiene del dato de la tensión y el área del tendón. La fuerza en cada grupo de tendones resulta :

- Grupo de 8 tendones $F = 8 * 58,9 * 956,25 = 904.000 \text{ N} = \mathbf{904 \text{ KN}}$
- Grupo de 2 tendones $F = 2 * 58,9 * 956,25 = 113.000 \text{ N} = \mathbf{113 \text{ KN}}$

Teniendo en cuenta la geometría del trazado respecto de la lámina, realizando la bisectriz del ángulo medido en el programa informático, se obtiene: (FIG.4.83.)

- Fuerza perpendicular $F_{\perp} = 2 * 904 * \sin 8^{\circ} = \mathbf{252 \text{ KN}}$

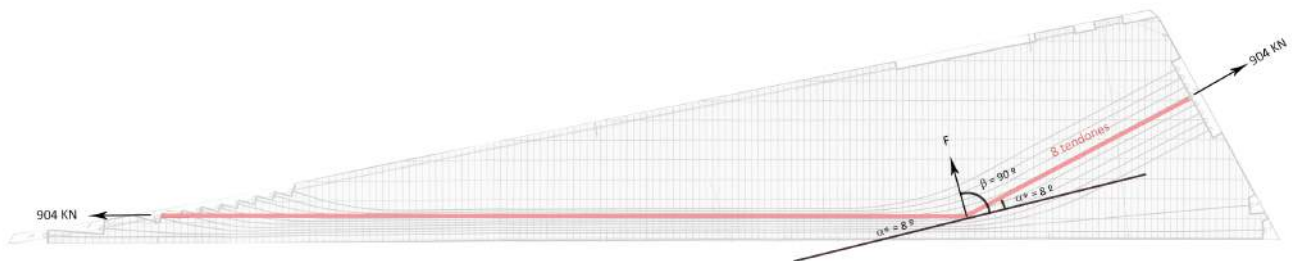


FIG. 4.83. OBTENCIÓN DE LA FUERZA F_{\perp}

Las cargas puntuales se aplicarán en los extremos de un elemento finito, de la forma más aproximada posible al trazado supuesto. El esquema (FIG.4.84.) de fuerzas a aplicar en el modelo para simular el efecto que genera el postesado en la lámina de hormigón queda de la siguiente manera:

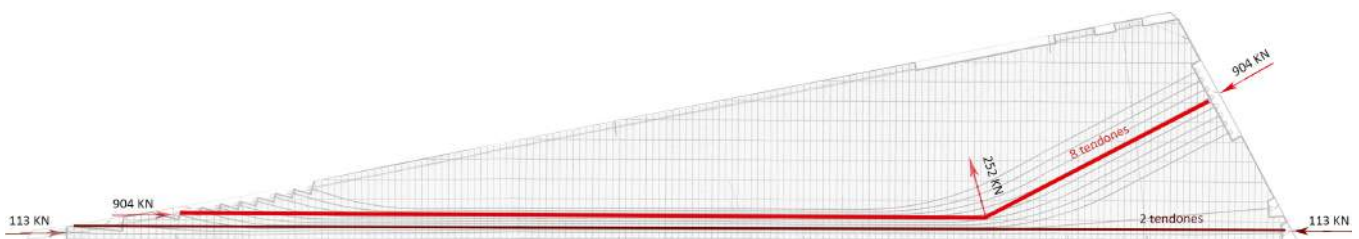


FIG. 4.84. ESQUEMA DE FUERZAS - SIMULACIÓN DEL POSTESADO

Cargas variables

Para la evaluación de cargas se recurre al apartado 3 *Acciones Variables del DB – SE – AE*.

A) Sobrecargas de uso (SCU)

Según el apartado 3.1 Sobrecargas de uso del Documento Básico, las láminas que configuran la cubierta pertenecen a la categoría y subcategoría de uso G1, inclinación mayor de 40°. De acuerdo a la tabla 3.1 *Valores característicos* (TAB.4.2.), la carga a aplicar es de 0 KN/m². No obstante, se decide estimar 1 KN/m² como carga relativa al mantenimiento de la cubierta.

$$\mathbf{SCU = 1 \text{ KN/m}^2}$$

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 ⁽⁸⁾⁽⁹⁾	2
			Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁶⁾	0,4 ⁽⁸⁾	1
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

TAB. 4.2. VALORES CARACTERÍSTICOS DE LAS SOBRECARGAS DE USO

B) Sobrecarga de nieve (SCN)

De acuerdo con el punto 3.5 Nieve del Documento Básico, y en concreto con el apartado 3.5.1. Determinación de la carga de nieve indica que “como valor de carga de nieve por unidad de superficie en proyección horizontal, q_n, puede tomarse: q_n = u * S_k. Siendo u el coeficiente de forma de la cubierta según 3.5.3. y S_k el valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal según 3.5.2.”.

Según la tabla 3.8 Sobrecarga de nieve en capitales de provincia y ciudades autónomas (TAB.4.3.), el valor de S_k para Tarragona es de 0 KN/ m2. Por otra parte, el coeficiente de forma, al tratarse de una inclinación 30° < α < 60°, se obtiene por interpolación lineal un valor de 0,16 aproximadamente (TAB.4.4.). De estas dos variables, 0,16 * 0,2, se obtiene un valor de sobrecarga de nieve de 0,03 KN/m2, que se considera despreciable.

SCN = 0 KN/m2

Tabla 3.8 Sobrecarga de nieve en capitales de provincia y ciudades autónomas

Capital	Altitud m	s _k kN/m ²	Capital	Altitud m	s _k kN/m ²	Capital	Altitud m	s _k kN/m ²
Albacete	690	0,6	Guadalajara	680	0,6	Pontevedra	0	0,3
Alicante / Alacant	0	0,2	Huelva	0	0,2	Salamanca	780	0,5
Almería	1.130	0,2	Huesca	470	0,7	SanSebastián/Donostia	0	0,3
Ávila	180	1,0	Jaén	570	0,4		0	0,3
Badajoz	0	0,2	León	820	1,2	Santander	1.000	0,7
Barcelona	0	0,4	Lérida / Lleida	150	0,5	Segovia	10	0,2
Bilbao / Bilbo	860	0,3	Logroño	380	0,6	Sevilla	1.090	0,2
Burgos	440	0,6	Lugo	470	0,7	Soria	0	0,9
Cáceres	0	0,4	Madrid	660	0,6	Tarragona	0	0,2
Cádiz	0	0,2	Málaga	0	0,2	Tenerife	950	0,9
Castellón	0	0,2	Murcia	40	0,2	Teruel	550	0,5
Ciudad Real	640	0,6	Orense / Ourense	130	0,4	Toledo	0	0,2
Córdoba	100	0,2	Oviedo	230	0,5	Valencia/València	690	0,4
Coruña / A Coruña	0	0,3	Palencia	740	0,4	Valladolid	520	0,7
Cuenca	1.010	1,0	Palma de Mallorca	0	0,2	Vitoria / Gasteiz	650	0,4
Gerona / Girona	70	0,4	Palmas, Las	0	0,2	Zamora	210	0,5
Granada	690	0,5	Pamplona/Iruña	450	0,7	Zaragoza	0	0,5
						Ceuta y Melilla	0	0,2

TAB. 4.3. SOBRECARGA DE NIEVE EN CAPITALES DE PROVINCIA Y CIUDADES AUTÓNOMAS

En un faldón limitado inferiormente por cornisas o limatesas, y en el que no hay impedimento al deslizamiento de la nieve, el coeficiente de forma tiene el valor de 1 para cubiertas con inclinación menor o igual que 30° y 0 para cubiertas con inclinación de mayor o igual que 60° (para valores intermedios se interpolará linealmente). Si hay impedimento, se tomará μ = 1 sea cual sea la inclinación.

TAB. 4.4. COEFICIENTE DE FORMA

C) Sobrecarga de viento (SCV)

Se calcula con el apartado 3.3 *Viento* y con el punto 3.3.2. *Acción del viento*, determina lo que se expone en la siguiente tabla (TAB.4.5.). Por lo tanto, se calcula con la siguiente expresión $q_n = q_b \cdot C_e \cdot C_p$.

3.3.2 Acción del viento

- 1 La acción de viento, en general una fuerza perpendicular a la superficie de cada punto expuesto, o presión estática, q_e puede expresarse como:

$$q_e = q_b \cdot C_e \cdot C_p \quad (3.1)$$

siendo:

- q_b la presión dinámica del viento. De forma simplificada, como valor en cualquier punto del territorio español, puede adoptarse $0,5 \text{ kN/m}^2$. Pueden obtenerse valores más precisos mediante el anejo D, en función del emplazamiento geográfico de la obra.
- C_e el coeficiente de exposición, variable con la altura del punto considerado, en función del grado de aspereza del entorno donde se encuentra ubicada la construcción. Se determina de acuerdo con lo establecido en 3.3.3. En edificios urbanos de hasta 8 plantas puede tomarse un valor constante, independiente de la altura, de 2,0.
- C_p el coeficiente eólico o de presión, dependiente de la forma y orientación de la superficie respecto al viento, y en su caso, de la situación del punto respecto a los bordes de esa superficie; un valor negativo indica succión. Su valor se establece en 3.3.4 y 3.3.5.

TAB. 4.5. ACCIÓN DEL VIENTO

La presión dinámica del viento de forma simplificada se toma $0,5 \text{ KN/m}^2$. El coeficiente de exposición, que depende de la altura del punto considerado y del entorno donde se ubica el edificio, se determina con el apartado 3.3.3. (TAB.4.6). La cubierta del pabellón de cocinas se sitúa muy próxima al mar, por lo que se corresponde a un grado de aspereza I. En cuanto a la altura, el punto más elevado de la cubierta está a 7,2 metros del suelo, que por interpolación lineal le corresponde un valor de $C_e = 2,82$. Por último, se calcula el coeficiente eólico de presión, despreciando los efectos de succión, con el apartado 3.3.4 (TAB.4.7.) resultando un valor de C_p de 0,7. De modo que el valor de la sobrecarga de viento resulta $q_n = 0,5 \cdot 2,82 \cdot 0,7 = 0,987 \text{ KN/m}^2$, que de forma aproximada resulta $SCV = 1 \text{ KN/m}^2$.

Tabla 3.4. Valores del coeficiente de exposición c_e

Grado de aspereza del entorno	Altura del punto considerado (m)							
	3	6	9	12	15	18	24	30
I Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	2,4	2,7	3,0	3,1	3,3	3,4	3,5	3,7
II Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	2,1	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,3	3,5
III Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	1,6	2,0	2,3	2,5	2,6	2,7	2,9	3,1
IV Zona urbana en general, industrial o forestal	1,3	1,4	1,7	1,9	2,1	2,2	2,4	2,6
V Centro de negocio de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	1,2	1,2	1,2	1,4	1,5	1,6	1,9	2,0

TAB. 4.6. COEFICIENTE DE EXPOSICIÓN

Tabla 3.5. Coeficiente eólico en edificios de pisos

	Esbeltez en el plano paralelo al viento					
	< 0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	≥ 5,00
Coeficiente eólico de presión, c_p	0,7	0,7	0,8	0,8	0,8	0,8
Coeficiente eólico de succión, c_s	-0,3	-0,4	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7

TAB. 4.7. COEFICIENTE EÓLICOS

Esta sobrecarga se aplica como una carga superficial sobre uno de los testeros del edificio. Sin embargo, se aplica como una carga lineal y uniformemente distribuida sobre la viga lateral con un valor de $19,3 \text{ KN/m}$.

$$SCV(I) = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$SCV(I) = 19,3 \text{ KN/m.}$$

El resumen de las cargas a aplicar, el elemento estructural en el que se aplican y la hipótesis de carga en la que se incluyen resulta: (TAB.4.8)

Hipótesis de Carga			Elemento en que se aplica	Valor
HIP 01	PP	Peso propio	Todos los elementos	Architrave
HIP 02	SCU	Sobrecarga mantenimiento	Láminas triangulares (Elementos Finitos)	1 KN/ m2
HIP 03	PT	Postesado	Láminas triangulares (Nudos EF)	904 KN
				252 KN
				904 KN
				113 KN
				113 KN
HIP 04	SCV (I)	Viento lateral	Muro testero (EF)	1 KN/ m2
			Láminas triangulares (EF)	1 KN/ m2
			Viga de borde (Barra)	18,5 KN/ m

TAB. 4.8. RESUMEN DE CARGAS - HIPÓTESIS DE CARGA

4.3.3. COMBINACIONES DE CARGA

La combinación de cargas la realiza automáticamente el programa Architrave de acuerdo a lo establecido en el *Código Técnico de la Edificación (CTE), Documento Básico de Seguridad Estructural (DB-SE)* en el apartado 4 *Verificaciones basadas en coeficientes parciales*, y la *Instrucción española del Hormigón Estructural (EHE – 08)* en los artículos 12ª *Valores de cálculo de las acciones* y 13ª *Combinación de acciones*.

En las siguientes tablas (TAB.4.9. - TAB.4.10.) se indican las combinaciones de cargas y coeficientes de mayoración empleados en el cálculo para la comprobación de resistencia (Estados Límites Últimos – ELU) y deformaciones (Estados Límites de Servicio).

Combinaciones para Estados Límites Últimos

Tabla 12.1.a. Coeficientes parciales de seguridad para las acciones, aplicables para la evaluación de los Estados Límite Últimos

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

TAB. 4.9. ELU

- Situaciones permanentes o transitorias:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_P P_k + \gamma_{Q,i} Q_{k,i} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Situaciones accidentales:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_P P_k + \gamma_A A_k + \gamma_{Q,i} \psi_{1,i} Q_{k,i} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Situaciones sísmicas:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_P P_k + \gamma_A A_{E,k} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

donde:

- $G_{k,j}$ Valor característico de las acciones permanentes.
- $G_{k,j}^*$ Valor característico de las acciones permanentes de valor no constante.
- P_k Valor característico de la acción del pretensado.
- $Q_{k,i}$ Valor característico de la acción variable determinante.
- $\psi_{0,i} Q_{k,i}$ Valor representativo de combinación de las acciones variables concomitantes.
- $\psi_{1,i} Q_{k,i}$ Valor representativo frecuente de la acción variable determinante.
- $\psi_{2,i} Q_{k,i}$ Valores representativos cuasipermanentes de las acciones variables con la acción determinante o con la acción accidental.
- A_k Valor característico de la acción accidental.
- $A_{E,k}$ Valor característico de la acción sísmica.

TAB. 4.10. ELU

Combinaciones para Estados Límites de Servicio

Tabla 12.2. Coeficientes parciales de seguridad para las acciones, aplicables para la evaluación de los Estados Límite de Servicio

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

TAB. 4.11. COEFICIENTES DE SEGURIDAD ELS

- Combinación poco probable o característica

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G^*_{k,j} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{l \geq 1} \gamma_{Q,l} \psi_{0,l} Q_{k,l}$$

- Combinación frecuente

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G^*_{k,j} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q,1} \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{l \geq 1} \gamma_{Q,l} \psi_{2,l} Q_{k,l}$$

- Combinación cuasipermanente

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G^*_{k,j} + \gamma_P P_k + \sum_{l \geq 1} \gamma_{Q,l} \psi_{2,l} Q_{k,l}$$

TAB. 4.12. COMBINACIONES ELS

Tabla 4.2 Coeficientes de simultaneidad (ψ)

	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga superficial de uso (Categorías según DB-SE-AE)			
• Zonas residenciales (Categoría A)	0,7	0,5	0,3
• Zonas administrativas (Categoría B)	0,7	0,5	0,3
• Zonas destinadas al público (Categoría C)	0,7	0,7	0,6
• Zonas comerciales (Categoría D)	0,7	0,7	0,6
• Zonas de tráfico y de aparcamiento de vehículos ligeros con un peso total inferior a 30 kN (Categoría E)	0,7	0,7	0,6
• Cubiertas transitables (Categoría F)	(1)		
• Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría G)	0	0	0
Nieve			
• para altitudes > 1000 m	0,7	0,5	0,2
• para altitudes ≤ 1000 m	0,5	0,2	0
Viento	0,6	0,5	0
Temperatura	0,6	0,5	0
Acciones variables del terreno	0,7	0,7	0,7

(1) En las cubiertas transitables, se adoptarán los valores correspondientes al uso desde el que se accede.

TAB. 4.13. COEFICIENTES DE SIMULTANEIDAD

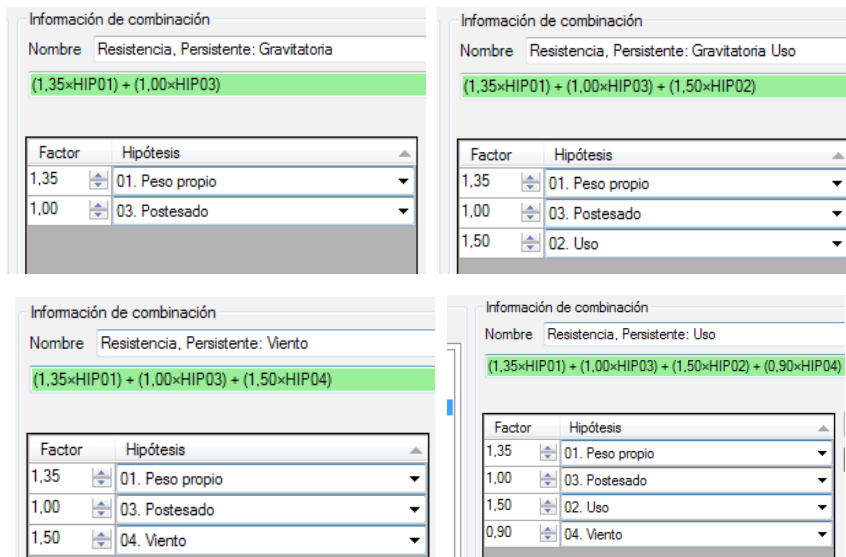
Para la comprobación de resistencia en situaciones persistentes o transitorias, se obtienen las siguientes combinaciones:

- ELU - 1.** 1,35 * HIP 01 + 1 * HIP 03
- ELU - 2.** 1,35 * HIP 01 + 1 * HIP 03 + 1,50 * HIP 02
- ELU - 3.** 1,35 * HIP 01 + 1 * HIP 03 + 1,50 * HIP 04
- ELU - 4.** 1,35 * HIP 01 + 1 * HIP 03 + 1,50 * HIP 02 + 0,9 * HIP 04
- ELU - 5.** Misma que ELU - 3

Para la comprobación de las deformaciones, la EHE sólo hace referencia a las situaciones persistentes o transitorias, resultando las combinaciones siguientes:

- Combinación poco probable
- ELS - 1.** 1 * HIP 01 + 1,1 * HIP 03 + 1 * HIP 02
- ELS - 2.** 1 * HIP 01 + 1,1 * HIP 03 + 1 * HIP 04
- ELS - 3.** 1 * HIP 01 + 1,1 * HIP 03 + 1 * HIP 02 + 0,6 HIP04
- ELS - 4.** Misma combinación que ELS - 2
- Combinación frecuente
- ELS - 5.** 1 * HIP 01 + 1,1 * HIP 03 + 0,6 * HIP 02
- ELS - 6.** 1 * HIP 01 + 1,1 * HIP 03
- Combinación casi permanente
- ELS - 7.** Misma combinación que ELS - 6

De esta forma resultan 4 combinaciones para la comprobación de resistencia y 5 combinaciones para la comprobación de deformaciones o flechas.



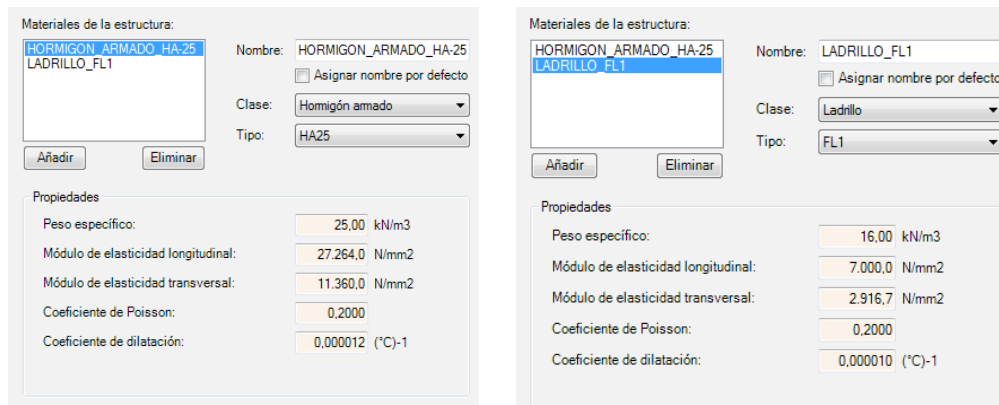
TAB. 4.14. COMBINACIONES PARA ESTADOS LIMITES ULTIMOS



TAB. 4.15. COMBINACIONES PARA ESTADOS LIMITES DE SERVICIO

4.3.4. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

Se definen las siguientes características para el hormigón estructural empleado y para el muro (no estructural) de fábrica:



TAB. 4.16. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

4.4. COMPORTAMIENTO GLOBAL DE LA ESTRUCTURA

En este apartado se aborda el análisis de la estructura en su conjunto. Se intenta obtener unas conclusiones a partir del modelo realizado, para conocer el efecto en el comportamiento de la estructura frente a las cargas de servicio y su propio peso, de la técnica de postesado utilizada en los faldones de la lámina plegada que configura la cubierta.

Para ello, primero se analizará por separado cada hipótesis de carga, para ver el efecto que tiene cada una de estas cargas en las tensiones y deformaciones de la lámina de cubierta. Posteriormente se analizarán 3 combinaciones de carga, para en qué medida el postesado revierte en las tensiones y deformaciones de las láminas.

4.4.1. HIPÓTESIS DE CARGA

Peso Propio (HIP01)

Tensiones de membrana Sx

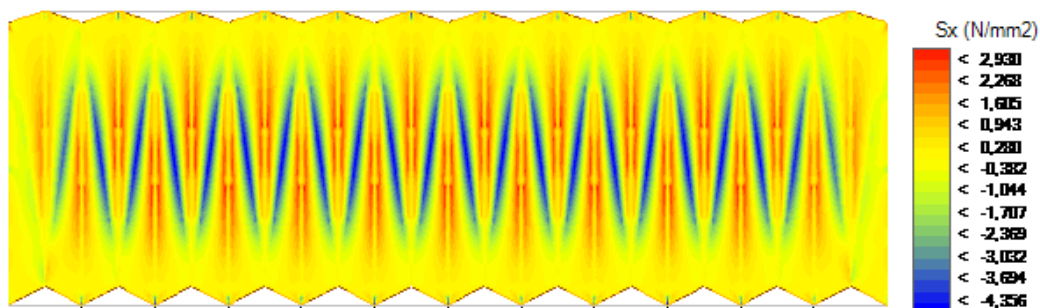


FIG. 4.85. A TENSIONES DE MEMBRANA SX HIP01

Como se puede observar en la imagen, las tensiones de membrana Sx, son bastante uniformes, para cada elemento principal, en prácticamente todo el ámbito de la cubierta. En cuanto a la magnitud y signo de dichas tensiones, son del orden de 0,28 N/mm², tensiones de tracción (Color amarillo). No obstante, a pesar de que la mayor parte de la estructura bajo su peso propio se encuentra sometida a uniformes y no elevadas tensiones, existen zonas en las que se aprecian tensiones de tracción mayores y esfuerzos de compresión. (FIG.4.85.)

Estas zonas son las limatesas y limahoyas, las láminas, al funcionar como vigas apoyadas en sus extremos, bajo la acción de su peso propio, experimentan tracciones en la "cara inferior", es decir, en las limahoyas, y compresiones en las aristas superiores, las limatesas. En el diagrama de planta se puede detectar a simple vista dónde se encuentran estas aristas, debido a las tensiones que experimentan. Haciendo referencia a un orden de magnitud, las tensiones de tracción máxima son de 2,93 N/mm² y las de compresión de -4,35 N/mm². (FIG.4.85.)

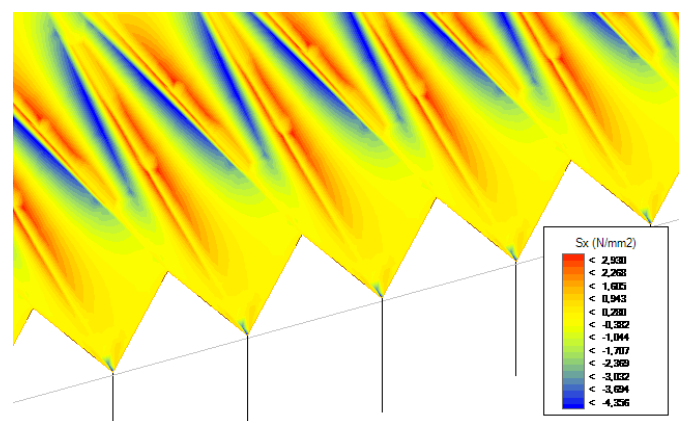


FIG. 4.85. B TENSIONES DE MEMBRANA SX HIP01

Por otra parte, en zonas cercanas a los encuentros de los dos faldones que configuran las limahoyas de la cubierta, en el apoyo de estas con las vigas horizontales, se aprecian mayores tensiones de compresión de - 4 N/mm² debidos a la reacción en los apoyos de las láminas.

Tensiones de membrana Principales: Sx Principales y Sy Principales

Para un mayor estudio de las tensiones, se analiza también las tensiones de membrana principales, que indican las tensiones de tracción y compresión máxima que experimentan los faldones. Como se puede apreciar en las leyendas de valores, la compresión resulta casi el doble de la que se había obtenido para los diagramas Sx. De esta forma se puede ver como las tensiones de tracción máximas se producen en las aristas y las principales de compresión tienen valores máximos alrededor de -4 N/mm^2 , salvo en la zona de apoyos donde al concentrarse las tensiones, se alcanzan los -7 N/mm^2 . (FIG.4.86. - FIG. 4.87.)

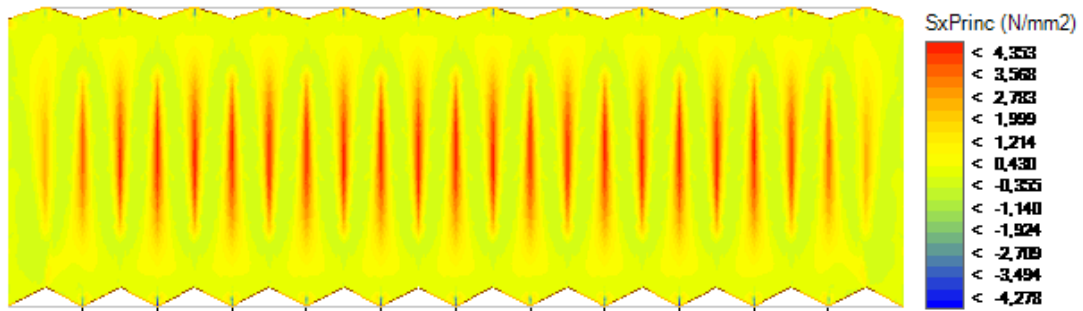


FIG. 4.86. TENSIONES DE MEMBRANA SX PRINCIPALES HIP01

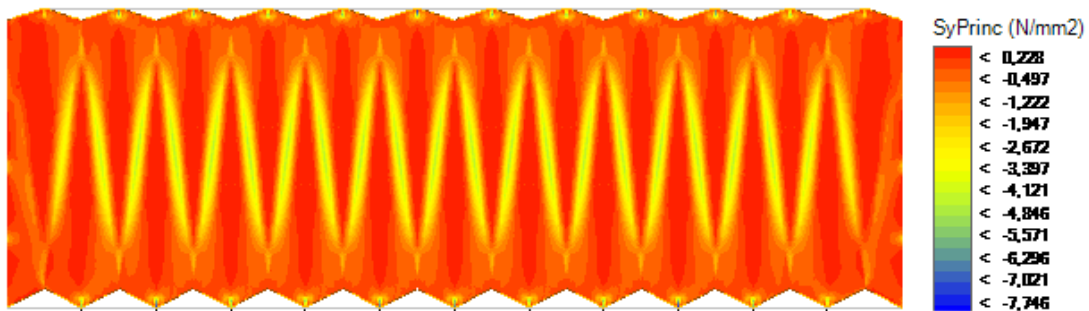


FIG. 4.87. TENSIONES DE MEMBRANA SY PRINCIPALES HIP01

Momentos Mx y Cortantes Vx

Atendiendo a los momentos flectores y esfuerzos cortantes en los elementos finitos se puede ver de nuevo que son muy uniformes, con valores de $0,65 \text{ m KN/m}$ en la mayor parte de la misma, aunque existen algunos puntos en los que los esfuerzos son mayores a estos uniformes. Los valores oscilan entre $-17,242 \text{ m KN/m}$ y $10,866 \text{ m KN/m}$.

Cabe indicar que si la forma de las láminas están correctamente diseñadas, no se deberían producir momentos de flexión importantes salvo en el entorno de los apoyos, debido a la concentración de esfuerzos producidos por la reacción en dichos apoyos. Para verificar este hecho se muestran los diagramas de momentos y cortantes. (FIG.4.88. - FIG 4.90)

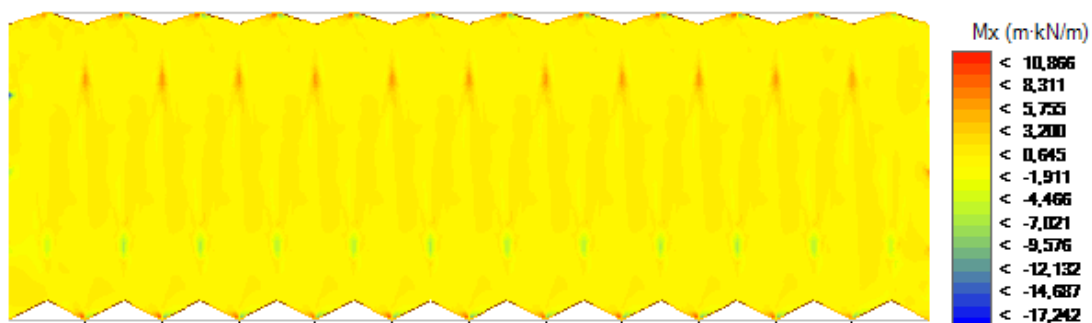


FIG. 4.88 MOMENTOS MX HIP01

A pesar de que no se muestra, el diagrama de momentos My presenta una gradación prácticamente idéntica al diagrama que se acaba de mostrar, con valores sensiblemente menores.

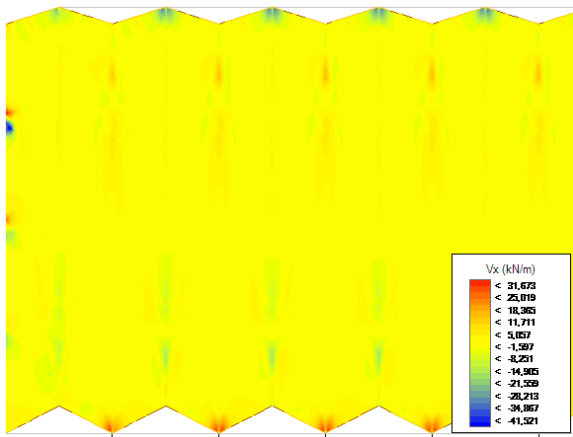


FIG. 4.89. DETALLE DE LOS APOYOS DE LA LÁMINA Vx HIP01

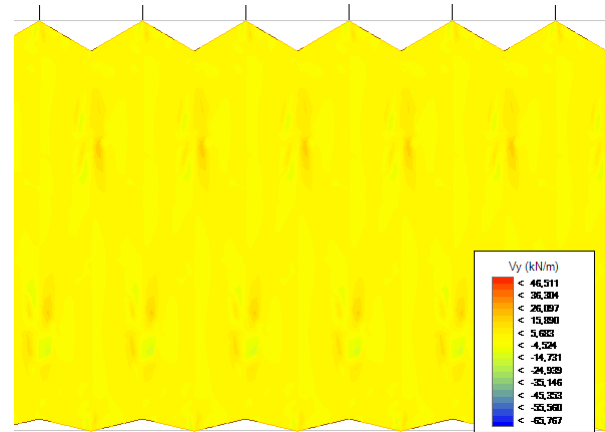


FIG. 4.90. DETALLE DE LOS APOYOS DE LA LÁMINA Vy HIP01

El valor máximo de cortante V_x es de $-41,521 \text{ N/mm}^2$. Por otra parte, de la misma manera que ocurría con los momentos, los cortantes V_y no presentan relevantes diferencias con respecto a los cortantes V_x .

Como se aprecia, estos esfuerzos se producen en zonas muy localizadas, en los apoyos, por lo que apenas tienen trascendencia en la estructura.

Desplazamientos Dz

En cuanto a los desplazamientos que experimenta la estructura bajo su peso propio, son los desplazamientos verticales los de mayor interés.

En la figura podemos ver como la mayor deformación se produce en el centro de la cubierta, alcanzando en el centro un desplazamiento de -0.92 cm , de descenso. Este comportamiento resulta coherente puesto que la luz que salvan las láminas es de $19,3 \text{ metros}$ con tan solo 12 cm de espesor. (FIG.4.91.)

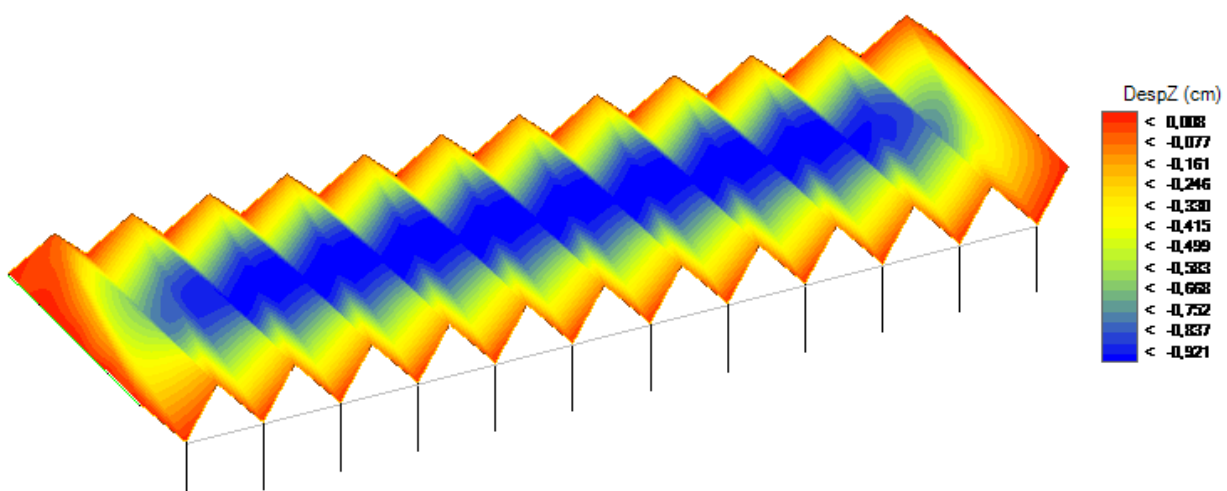


FIG. 4.91. DESPLAZAMIENTOS VERTICALES HIP01

A pesar de dicha luz y sección, los desplazamientos no son excesivos pues las láminas funcionan como vigas dispuestas de canto de aproximadamente 2 metros , apoyadas en los pórticos de apoyo de sección variable, de modo que reducen los descensos verticales en las zonas próximas a los mismos.

Por último, en los elementos principales (4 faldones) de los extremos, se puede apreciar cómo se han reducido los desplazamientos verticales debido a la proximidad a las vigas de borde y al muro.

Sobrecarga de Uso - Mantenimiento (HIP02)

La siguiente hipótesis que se estudia a continuación es la debida a las cargas originadas por el mantenimiento de la cubierta, pues debido a su forma no alberga ningún uso. Los diagramas mostrados son muy similares a los de la hipótesis de peso propio, pues también se trata de una carga gravitatoria. No obstante, debido a las diferencias de magnitud entre ambas cargas, en este caso resultan valores sensiblemente menores.

Tensiones de membrana Sx

Se puede apreciar como los resultados son similares a los que arrojaba la hipótesis anterior, por tratarse en ambos casos de cargas gravitatorias y distribuidas en todos los puntos de la cubierta. De nuevo se manejan, por lo general, tensiones de tracción, resultando valores superiores en la intersección de faldones que forman la limahoya, con tracciones y compresiones en las limatasas. En el punto de apoyo de los mismos en la viga horizontal se observan esfuerzos de compresión. Sin embargo, la magnitud de los valores que se alcanzan, que oscilan entre los 0,97 y los -1,44 N/mm², son del orden de entre 1/2 de los alcanzados en la hipótesis previa. (FIG.4.92.)

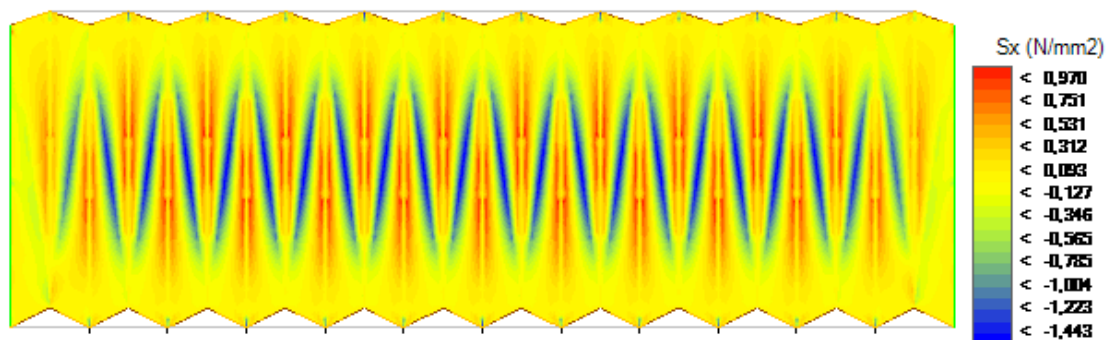


FIG. 4.92. TENSIONES SX HIP02

Momentos Mx y Cortantes Vx

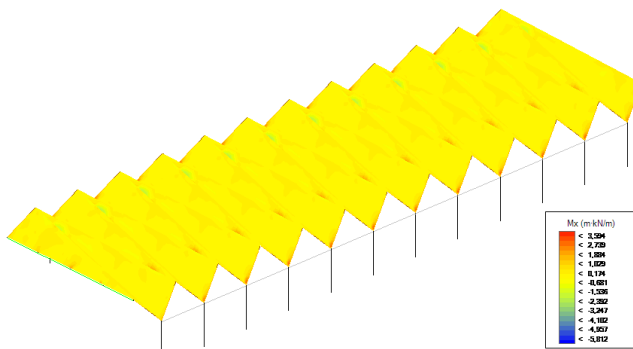


FIG. 4.93. SOLICITACION MX HIP02

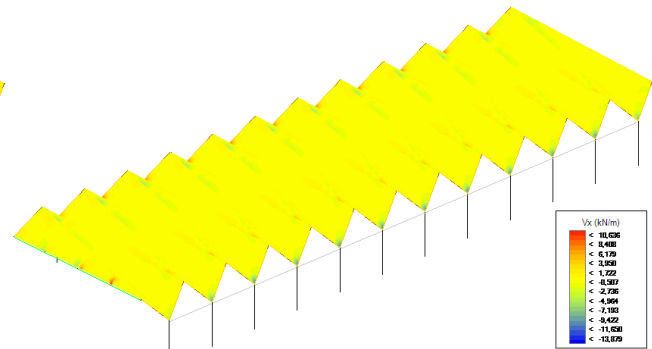


FIG. 4.94. CORTANTE VX HIP02

En las flexiones de placa, encontramos resultados similares a la hipótesis de peso propio: esfuerzos uniformes en las láminas con esfuerzos singulares en los apoyos de los faldones extremos en la viga de borde y en los rodillos intermedios del muro. De nuevo se demuestra que estos esfuerzos no son significativos en la estructura. (FIG.4.93. - FIG.4.94)

Desplazamientos Dz

Por último se analizan los desplazamientos verticales. En la figura se puede ver como los elementos finitos presentan una distribución uniforme de desplazamientos, siendo esta prácticamente idéntica a la hipótesis anterior. No obstante, los valores medidos en el centro de la cubierta son aproximadamente 1/3 de los anteriores, mientras que antes en el centro de la cubierta se medían 0,92 cm de descenso máximo, ahora es de 0,30 cm. Por lo que es más desfavorable el peso propio que el uso.

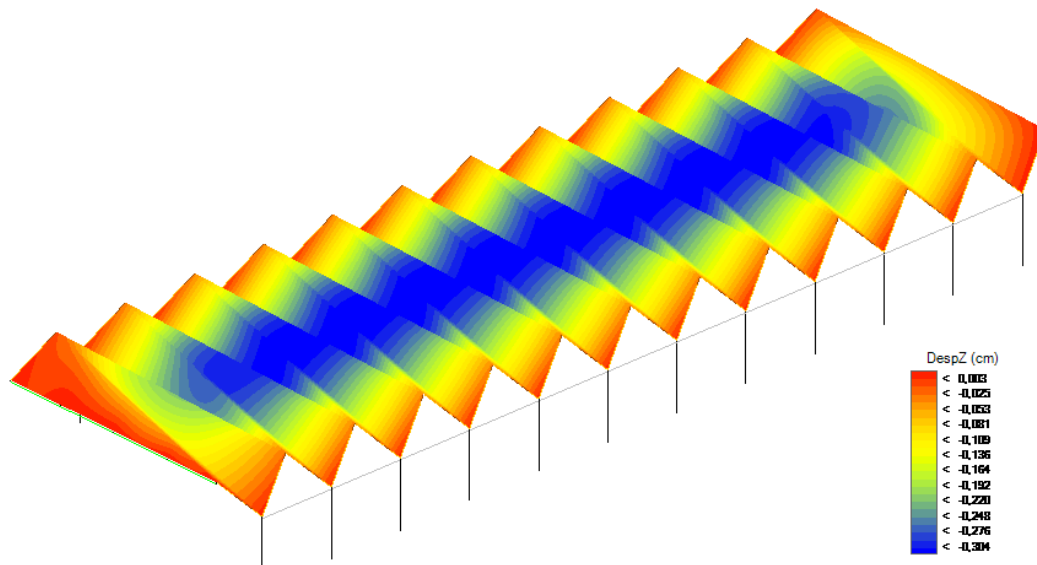


FIG. 4.95. DESPLAZAMIENTOS VERTICALES HIP02

Postesado (HIP03)

A continuación se van a analizar los esfuerzos y desplazamientos a los que se encuentra sometido el modelo debido al postesado, técnica que hace de la obra un proyecto de interesante análisis y estudio. Es preciso recordar que el postesado se ha modelizado como 5 cargas puntuales, de las cuales 4 se aplican en nudos de elementos finitos situados en el perímetro de las láminas y el quinto restante se aplica en un nudo en el interior de dichas láminas, simulando el efecto que produce el grupo de cables de trazado parabólico.

Tensiones de membrana Sx

Si se analizan las tensiones Sx, puede apreciarse el tipo de esfuerzos que induce esta técnica en el hormigón que configura los elementos estructurales. Toda la cubierta se encuentra sometida a esfuerzos de compresión, que oscilan en un rango de valores entre -1,702 y -7,15 N/mm², salvo algún punto muy singular. Este comportamiento puede equivalerse al de una viga biapoyada con cargas contrarias a la gravedad, por lo que las mayores tensiones de compresión se producen en las limahoyas. Por otra parte, por la magnitud del postesado, las limatesas no llegan a estar traccionadas. (FIG.4.96.)

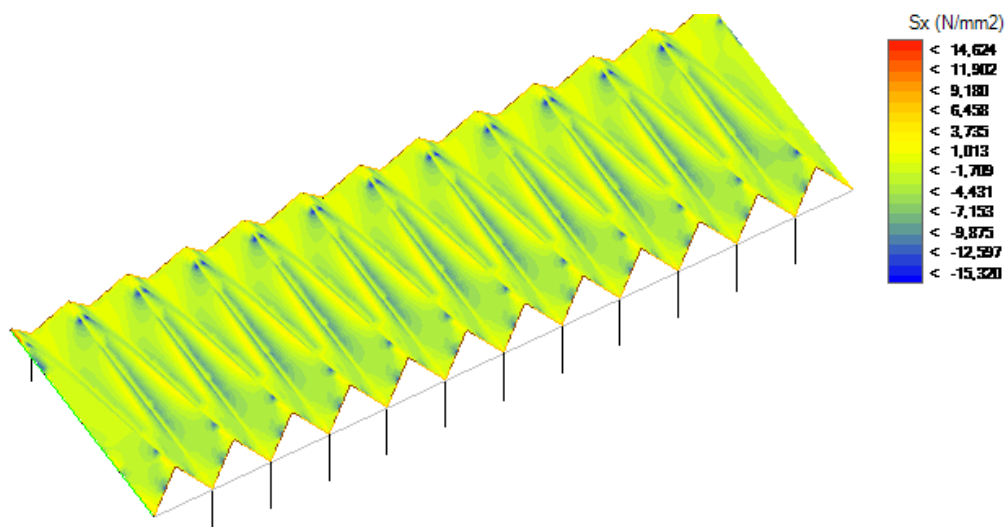


FIG. 4.96. A TENSIONES SX HIP03

El comportamiento de las láminas permiten identificar su geometría a partir de las tensiones que experimentan.

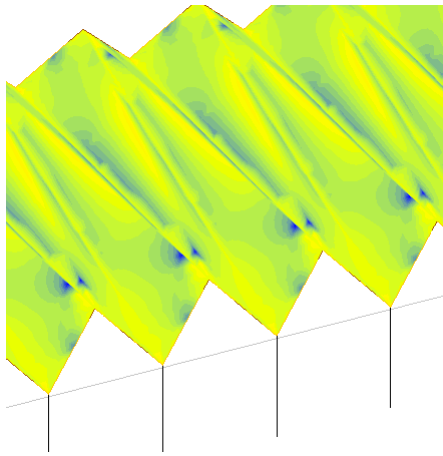


FIG. 4.96 B. TENSIONES SX HIP03

En la planta, también puede verse claramente los puntos en los que se encuentran los “anclajes” de Postesado (puntos de aplicación de las fuerzas), zonas donde aparecen tensiones máximas de compresión debido a la carga puntual aplicada. Se alcanzan valores de $-15,32 \text{ N/mm}^2$. En la estructura real, esto no sucedería así exactamente, pues en este caso se han modelizado 4 anclajes, en la estructura real hay 20. (FIG.4.96.)

Tensiones de membrana principales

Tiene interés mostrar los diagramas de tensiones principales para esta hipótesis de carga, pues contrasta con la hipótesis de peso propio. Como se puede ver las tracciones están muy localizadas, lo que indica que la estructura de cubierta se halla comprimida, con tensiones que oscilan entre -1 N/mm^2 y -13 N/mm^2 aproximadamente. Sin embargo, los máximos valores de compresión también se encuentran en puntos muy singulares. (FIG.4.97. - FIG 4.98)

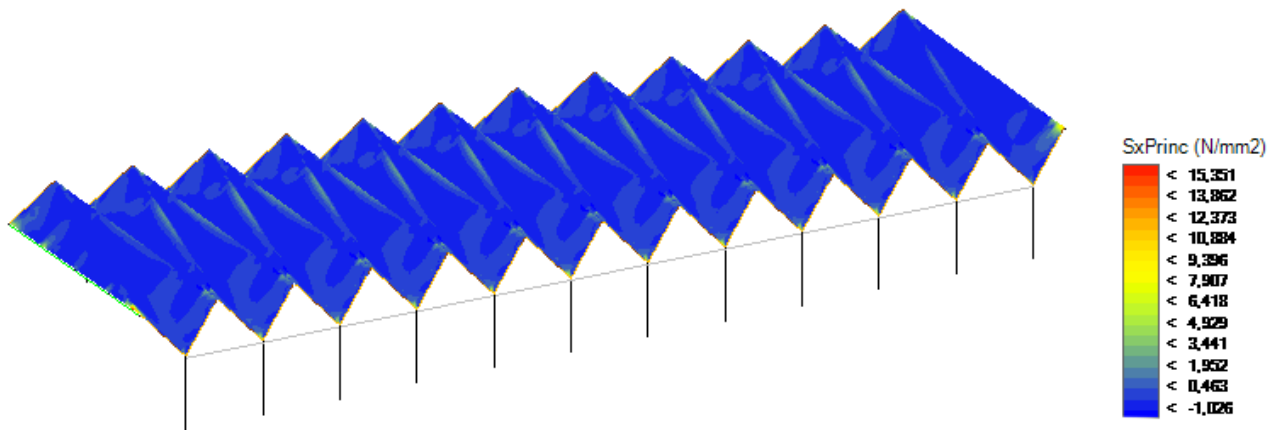


FIG. 4.97. TENSIONES DE MEMBRANA SX PRINCIPALES HIP03

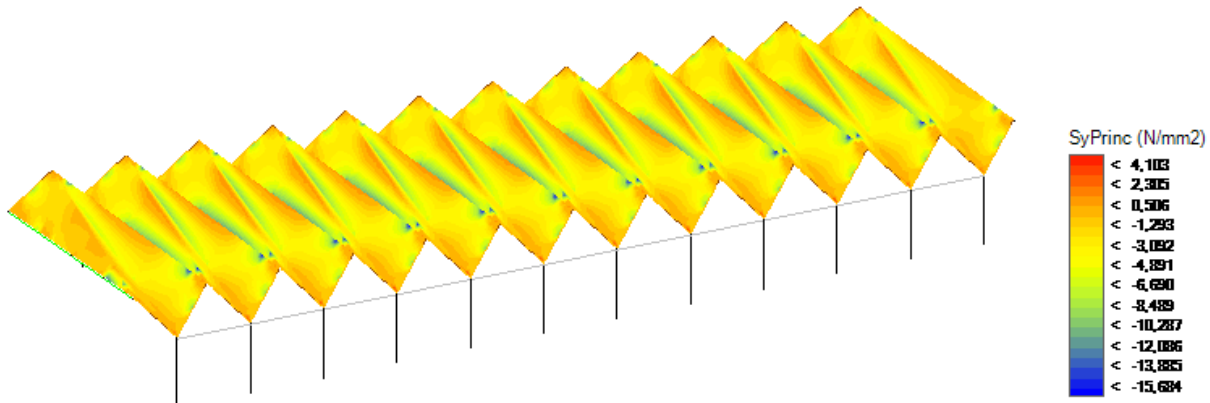


FIG. 4.98. TENSIONES DE MEMBRANA SY PRINCIPALES HIP03

Momentos M_x y Cortantes V_x

Analizando la flexión de placa, se aprecia en los momentos flectores, que no son tan uniformes a lo largo de las dimensiones de los faldones como ocurría en la HIP01. En este caso se nota una mayor gradación. Los valores medios oscilan entre los 0 y los -5 m KN/m . (FIG.4.99. - FIG 4.100)

Al igual que ocurría con las tensiones de membrana S_x , en estos diagramas también puede detectarse, debido al incremento de los esfuerzos en esas zonas, los puntos de aplicación del postesado, tanto en el perímetro, como en el centro del faldón. Siendo estos puntos muy singulares y por lo tanto de escasa trascendencia en el comportamiento general de la estructura.

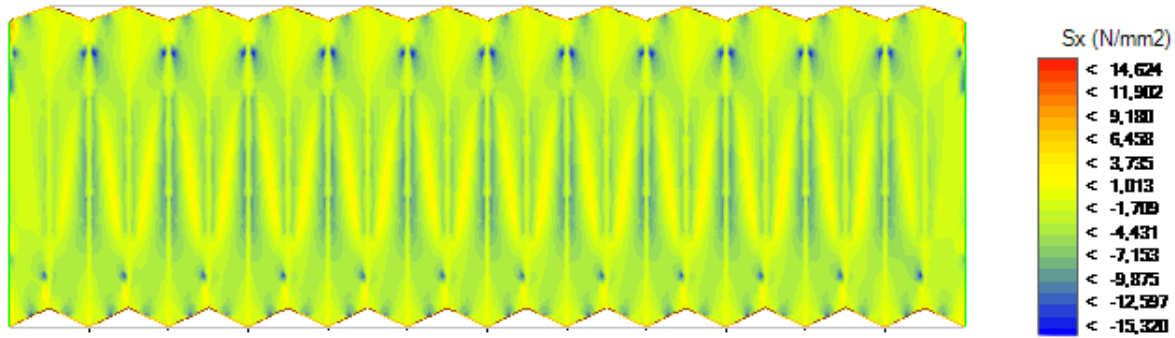


FIG. 4.99. MOMENTOS MX HIP03

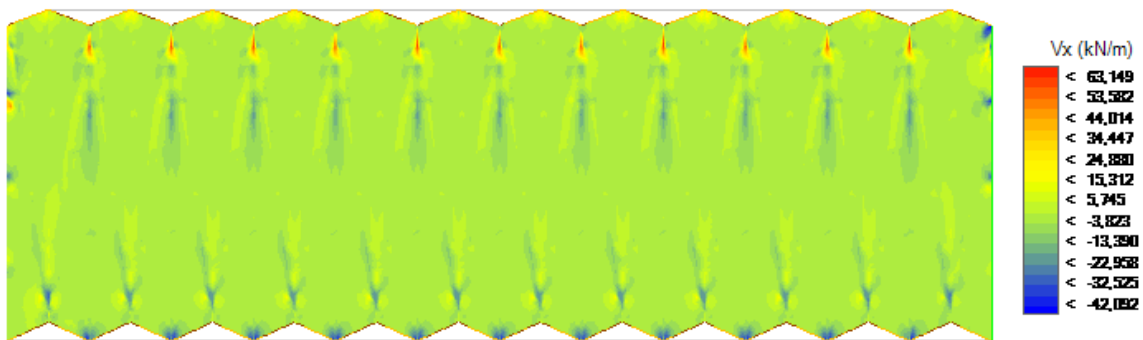


FIG. 4.100. CORTANTES VX HIP03

Desplazamientos Dz y Dy

Por último, se analizan tanto los desplazamientos verticales como los horizontales, ambos se han considerado de interés para esta hipótesis de carga.

En cuanto a los desplazamientos horizontales se puede observar como, debido a los esfuerzos de postesado, se producen desplazamientos en la dirección perpendicular a las fachadas, en sentido uniforme de una fachada a la opuesta. Se trata de una respuesta razonable, teniendo en cuenta la técnica y los esfuerzos de compresión a los que están sometidos los faldones. Analizando el orden de magnitud de los desplazamientos, resultan de 0,34 cm en una de las fachadas y 0,37 aproximadamente en la otra. (FIG.4.101.)

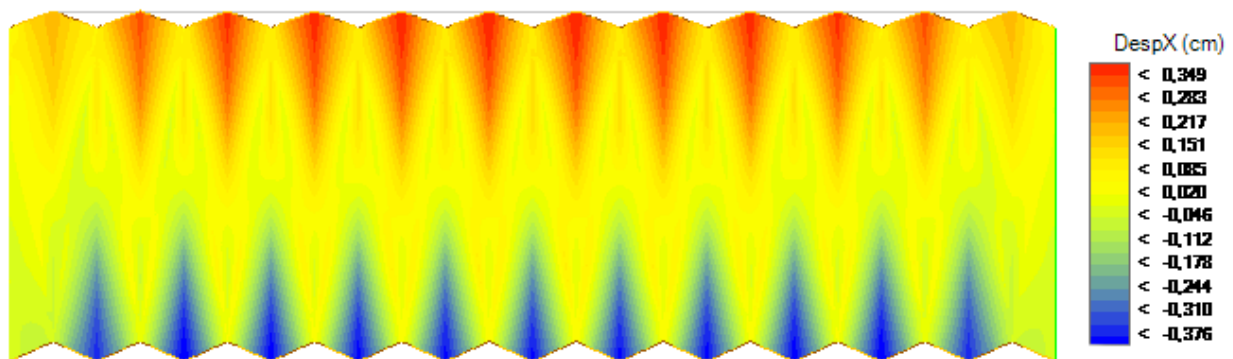


FIG. 4.101. DESPLAZAMIENTOS DX HIP03

Estas diferencias de desplazamientos se deben a que las fuerzas de postesado son mayores en el lado de menor dimensión de las láminas, por ello la fachada de mayor longitud es la que experimenta desplazamientos mayores.

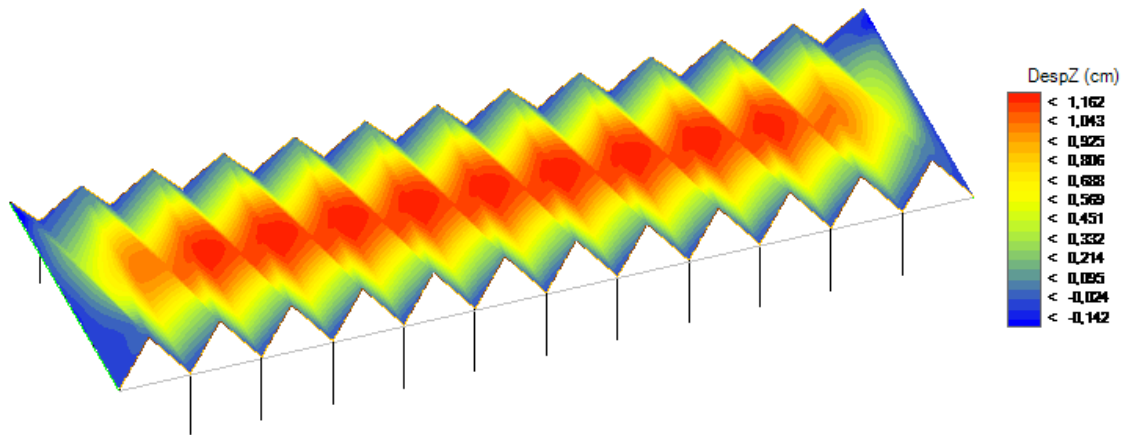


FIG. 4.102. DESPLAZAMIENTOS VERTICALES HIP03

Con respecto a los desplazamientos verticales se puede ver como el diagrama se opone al del peso propio en cuando a mapa de desplazamientos se refiere. La compresión generada por los cables reduce considerablemente la deformación vertical que sufre la cubierta, hasta tal punto que en el centro se puede observar el incremento de cota de los puntos. La leyenda de desplazamientos Dz nos indica que los valores oscilan entre 1,16 cm y -0,14 cm, siendo en la hipótesis de peso propio, valores de 0,08 cm y -0,92 cm, es decir, es del orden de 10 veces mayor los desplazamientos ascendentes y 10 veces menores los descendentes, esto permite ya intuir las ventajas que tendrá en la magnitud de las flechas, la superposición de estas dos hipótesis. (FIG.4.102.)

Viento (HIP04)



FIG. 4.103 A DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES DX HIP04

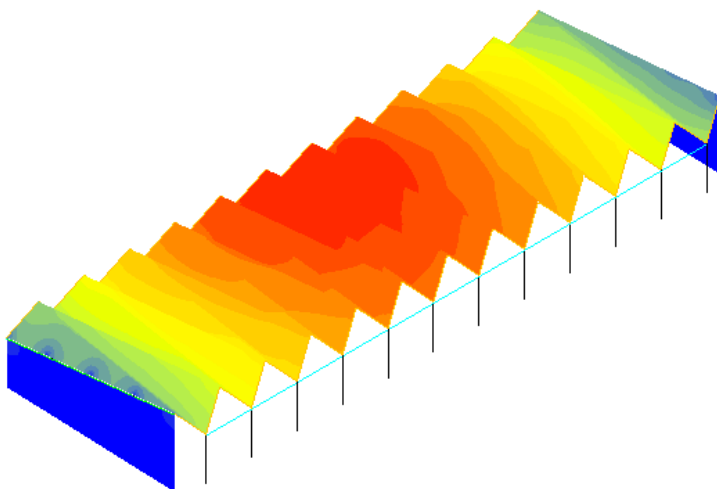


FIG. 4.103 B DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES DX HIP04

Para la hipótesis de viento, únicamente se analizan los desplazamientos horizontales en la dirección paralela a las fachadas, como se puede apreciar en los diagramas, debido a la rigidización de las vigas de borde y las vigas horizontales de los pórticos, los desplazamientos crecen a medida que los puntos evaluados se alejan de los testeros, resultando 0 en estos. Los valores alcanzados en el centro son de 0,019 cm, valores muy reducidos.

(FIG.4.103.)

4.4.2. COMBINACIÓN DE HIPÓTESIS DE CARGA

Tras analizar las tensiones y deformaciones producidas por cada tipo de carga (peso propio, sobrecarga de uso, efecto postesado y viento), se realiza un análisis del comportamiento de la cubierta considerando la combinación de todas esas cargas. Dicha combinación se efectúa aplicando a cada hipótesis unos coeficientes, acordes con el *Código técnico de la edificación* (CTE) y con la *Instrucción española de Hormigón estructural* (EHE-08).

En el estudio se abordan las tensiones de membrana S_x , comparando por un lado el efecto de superponer el peso propio de la estructura con el postesado en las tensiones que experimenta la estructura. Por otra parte, se comparará el efecto del incremento de cargas gravitatorias superponiendo a estas dos cargas permanentes, la sobrecarga de uso de mantenimiento. Para estos estudios se utilizarán las combinaciones ELU-1 y ELU-2 respectivamente.

También se analizarán los desplazamientos verticales D_z , de la misma forma que las tensiones, comparando primero el efecto de superponer las dos cargas permanentes, ELU-1, y posteriormente, incluyendo la sobrecarga de uso, ELU-2. A continuación se estudiará la hipótesis ELS-1 las deformaciones verticales.

Por último, se estudiará el efecto que tiene en las tensiones S_x y en los desplazamientos horizontales D_x la combinación de las cargas permanentes con el efecto del viento. Este caso corresponde con la combinación ELU-3.

ELU - 1.	1,35 * HIP 01 + 1 * HIP 03
ELU - 2.	1,35 * HIP 01 + 1 * HIP 03 + 1,50 * HIP 02
ELU - 3.	1,35 * HIP 01 + 1 * HIP 03 + 1,50 * HIP 04
ELU - 1.	1 * HIP 01 + 1,1 * HIP 03 + 1 * HIP 04

Tensiones de membrana S_x

Como se puede apreciar en los diagramas, los colores predominantes corresponden en la leyenda con valores de tensión aproximadamente entre - 2,47 N/mm² y - 6,02 N/mm². Es decir, las láminas de hormigón se encuentran sometidas a compresión. Esto contrasta con el diagrama previamente mostrado para la hipótesis de peso propio, en la que se podían apreciar esfuerzos de tracción. Sin embargo, este diagrama no supone un cambio significativo con respecto a la hipótesis del postesado, en la que las láminas también estaban comprimidas. (FIG.4.104.)

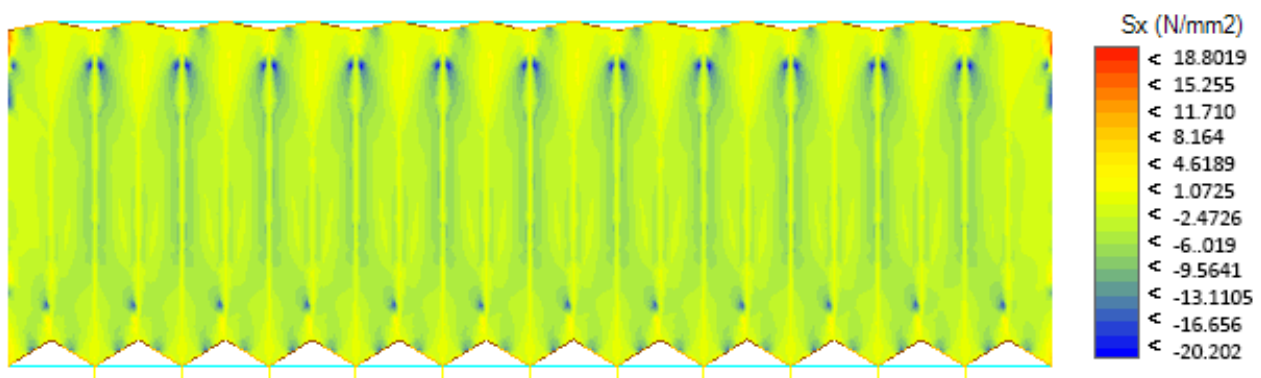


FIG. 4.104. TENSIONES S_x ELU1

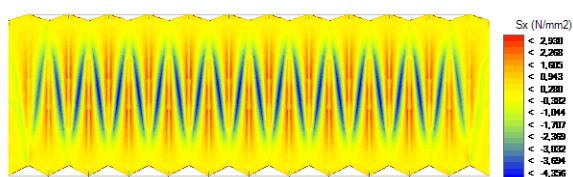


FIG. 4.105. TENSIONES S_x HIP01

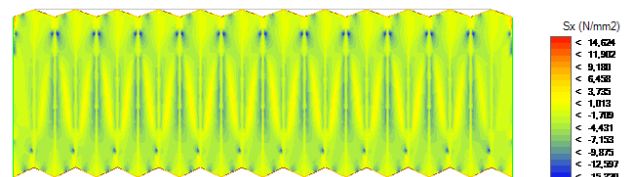


FIG. 4.106. TENSIONES S_x HIP03

La combinación de ambas cargas da lugar a un estado de compresiones mayor que el mostrado en la hipótesis número 3, debido a los coeficientes parciales de seguridad. Como resultado, obtenemos que el estado de tracciones en el hormigón al que se ve sometido por su propio peso, es corregido totalmente por la aplicación de postesado, es decir, por la aplicación de un estado de tensiones previo a la puesta en carga de la estructura.

Es importante resaltar que, a pesar de que son puntos singulares, de las tensiones a las que está sometida cada una de las láminas, estas son mayores en su perímetro, es decir, en las zonas cercanas a las aristas que conforman las limatesas y limahoyas de la cubierta. Estos pliegues son los que aseguran el funcionamiento estructural de la cubierta, que caracteriza esta tipología estructural. Estas aristas presentan mayor rigidez que el plano de la lámina, por tanto, sufren mayores tensiones.

Por otra parte, cabe destacar también que en los puntos de aplicación del tesado de los cables, se producen importantes compresiones, de -16 N/mm^2 aproximadamente, hecho que se ha de tener en cuenta en la puesta en obra de la estructura, para evitar microfisuraciones producidas por compresiones localizadas excesivas y por otro lado, asegurar los anclajes de los cables, para evitar daños en el personal técnico que interviene en la ejecución de la estructura.

Si además de estas dos cargas, se hace intervenir la sobrecarga de uso de mantenimiento de la estructura, se trata de la situación más desfavorable que experimenta la estructura de cubierta. Las tensiones recogidas en los diagramas de esta combinación, servirían para el dimensionamiento de la armadura. (FIG.4.107.)

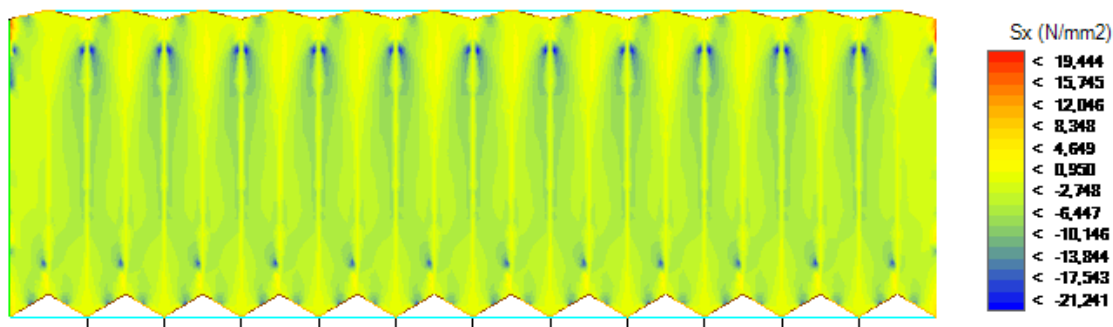


FIG. 4.107. TENSIONES SX ELU2

Como se aprecia en la leyenda, los valores correspondientes a la tensión son muy similares a los mostrados en la combinación anterior, que esta carga no es tan desfavorable como se pensaba, pues la magnitud de esta carga variable es inferior a los esfuerzos generados por las cargas permanentes. No obstante, de nuevo se observa compresión en las láminas, con valores medios de -4 N/mm^2 , mientras que en los supuestos "anclajes" de los cables se obtienen compresiones de -18 N/mm^2 .

Desplazamientos verticales Dz

Si se analizan los desplazamientos verticales para la combinación ELU-1, se puede ver como se han reducido de forma significativa los descensos que se producían en el centro de la misma cuando estaba sometida a su peso propio, a pesar de que en este caso las cargas se encuentran mayoradas. La compresión de las láminas a causa del postesado corrige en buena medida los desplazamientos descendentes que se producían en la hipótesis 1, cuando las láminas se encontraban traccionadas. También cabe señalar que, a diferencia de la hipótesis 1, en la que todos los desplazamientos eran todos descendentes, en esta combinación, no todos son descendentes, lo que permite ver las deformaciones que introduce el postesado.

Por otro lado, la geometría de los pórticos de apoyo, en forma de triángulo, así como su canto, contribuyen también en la reducida magnitud que alcanzan en cualquier hipótesis o combinación, los desplazamientos verticales. Estos pórticos, rigidizan los bordes de las láminas, evitando la deformación de los mismos; en el caso de los faldones de los extremos, esta rigidización corresponde a las vigas de borde. No obstante, en la combinación ELU-1, se aprecia una zona coloreada de azul, que indica mayores descensos que en el resto de la cubierta, probablemente debidos a las deformaciones por compresión que producen los cables. (FIG.4.108.)

Para la combinación ELU-2 se observa un diagrama similar. No obstante, debido a la aplicación de la sobrecarga de uso, se ha incrementado el valor de los desplazamientos descendentes. En este caso, el mayor descenso se ha crecido de 0,22 a 0,33 cm. Otra observación que se puede extraer de estos valores, es que prácticamente toda la deformación vertical de la cubierta, a pesar de que ésta es reducida, se produce por el peso propio de la estructura de hormigón. (FIG.4.109.)

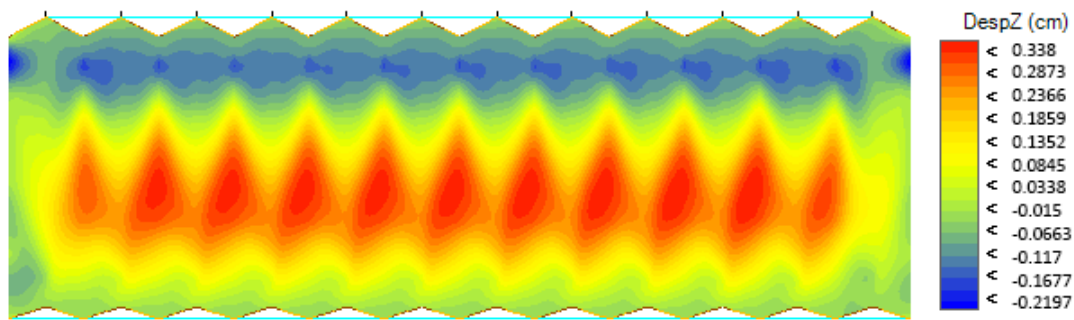


FIG. 4.108. DESPLAZAMIENTOS DZ ELU 1

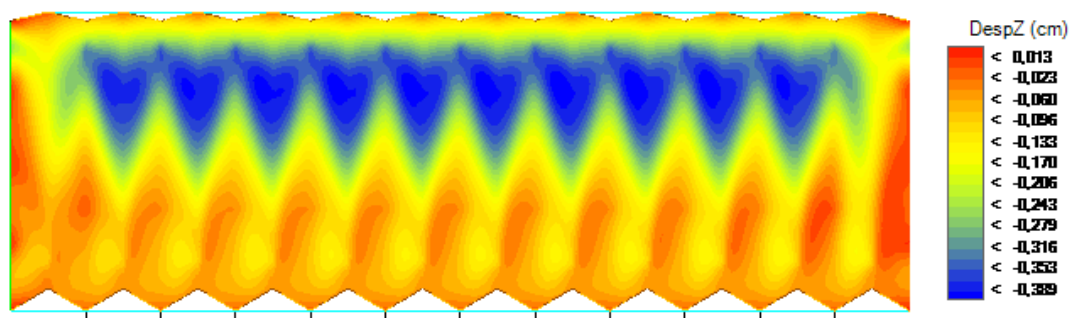


FIG. 4.109. DESPLAZAMIENTOS DZ ELU 2

Para entender un poco mejor la deformación de la cubierta y cómo se corrige por medio del postesado las deformaciones verticales, se muestra una serie de deformadas, con escala de visualización 200 veces aumentada, de las distintas hipótesis de carga y de la combinación ELS 1, en la que se combinan todas ellas. (FIG.4.110. - 4.114)

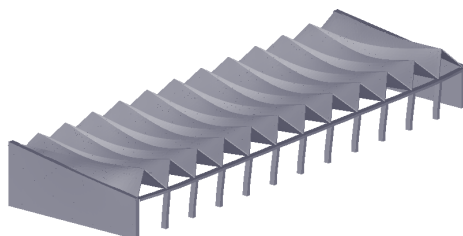


FIG. 4.110. DEFORMADA BAJO PESO PROPIO HIP01

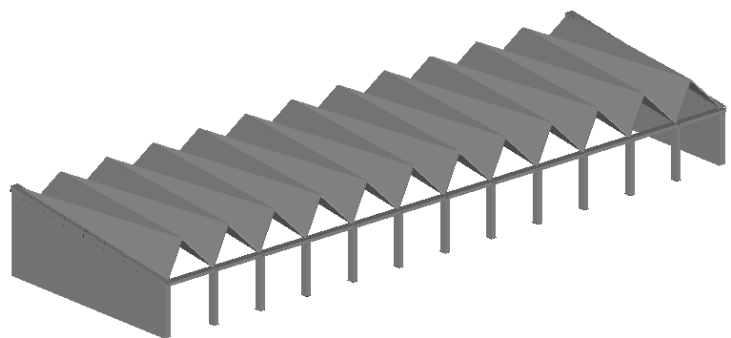


FIG. 4.113. INDEFORMADA

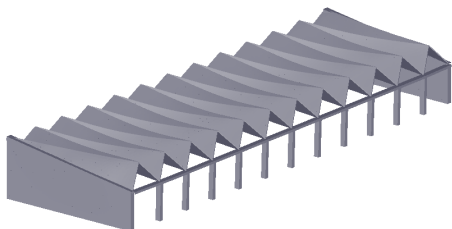


FIG. 4.111. DEFORMADA BAJO MANTENIMIENTO HIP02

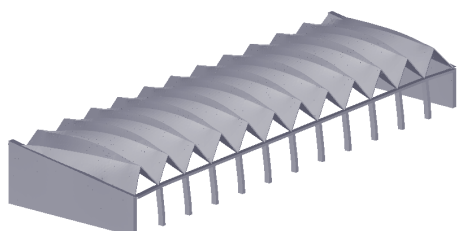


FIG. 4.112. DEFORMADA BAJO POSTESADO HIP03

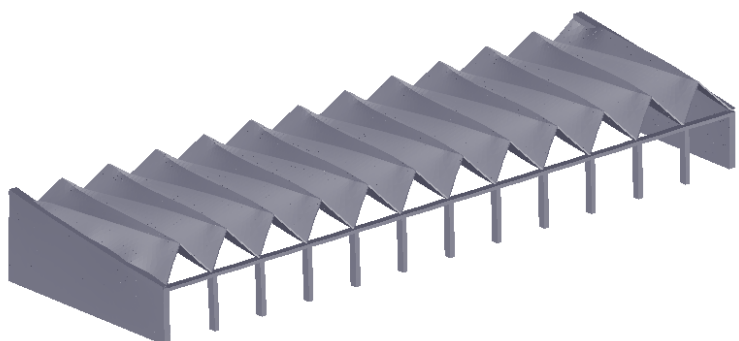


FIG. 4.114. DEFORMADA ELS1

Para ver la magnitud de este efecto, se muestra también los diagramas de desplazamientos Dz.

Mientras que en la hipótesis de peso propio los descensos medidos en el centro de la cubierta alcanzan valores de 0,92 cm, sin incluir el peso propio, con el uso del postesado se reducen a valores de descenso de 0,26 cm, es decir, una reducción de una tercera parte aproximadamente. (FIG.4.117.)

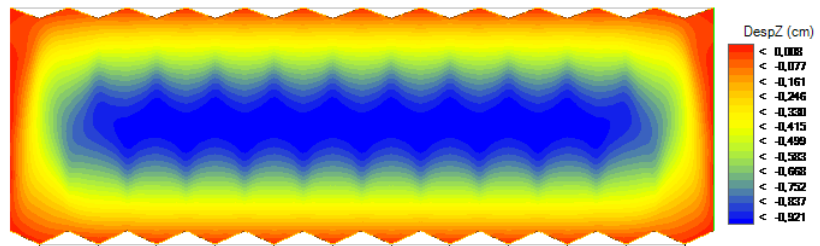


FIG. 4.115. DESPLAZAMIENTOS DZ HIP01

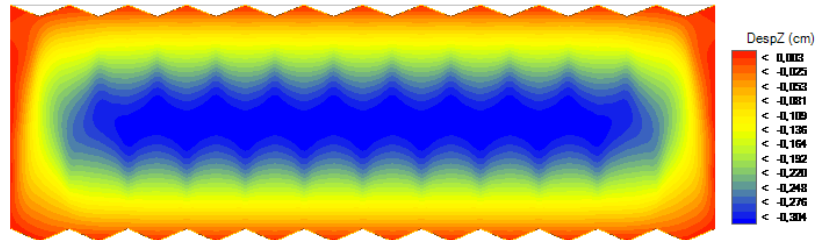


FIG. 4.116. DESPLAZAMIENTOS DZ HIP02

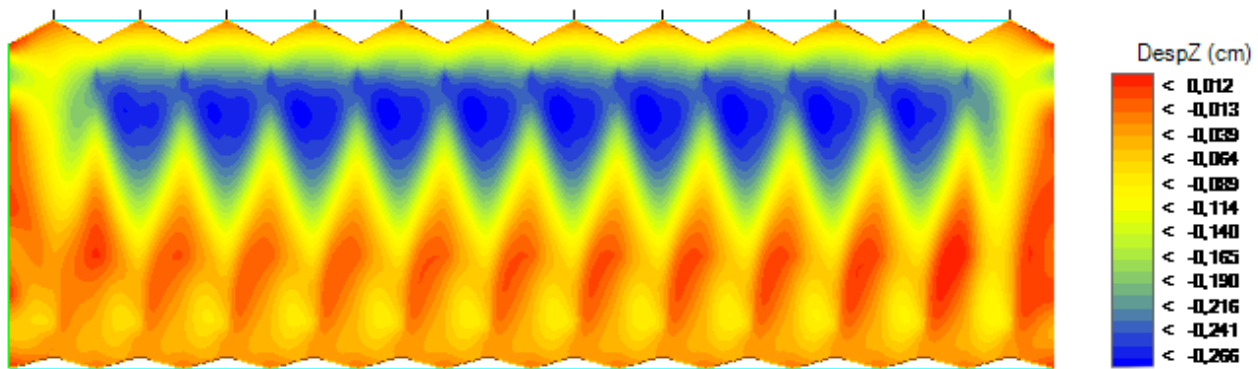


FIG. 4.117. DESPLAZAMIENTOS DZ ELS1

Por lo tanto, de todas estas comparaciones se deduce el cambio en el comportamiento del material debido a los esfuerzos de la compresión introducidos por el postesado, que corrigen las tracciones en el mismo generadas por la acción de cargas gravitatorias. Por otro lado, se demuestra una reducción más que significativa en los desplazamientos verticales que pueden influir en el uso del espacio bajo la estructura, siendo esta reducción del orden de casi un 65%.

Desplazamientos horizontales

En cuanto al funcionamiento de este tipo estructural, es de interés conocer la resistencia en el plano perpendicular al plano formado por las láminas, pues en este plano, carecen de rigidez. Es por ello interesante estudiar el efecto del viento en la estructura. En la hipótesis 4 se ha modelizado una carga de viento, actuando desde el testero, aplicada en el muro, en la viga de borde y en una de las inclinaciones de las láminas.

En primer lugar se analizan los desplazamientos horizontales en la combinación ELU-1, para ver en qué medida las compresiones originadas en las láminas por el postesado, provoca este tipo de desplazamientos. Por otra parte, en la combinación ELU-3 se estudia el efecto del viento sobre la cubierta, teniendo en cuenta también el postesado que se realiza en los faldones de la misma. (FIG.4.118.)

En la imagen se puede apreciar como el mapa de colores ha cambiado en relación con el diagrama mostrado para la hipótesis de viento, ya no se producen desplazamientos que aumentan progresivamente desde los muros testeros hasta el centro de la cubierta. En este caso, debido a los esfuerzos de compresión a los que están sometidas las láminas por efecto del postesado, combinados con la carga de viento dan lugar a movimientos en ambos sentidos.

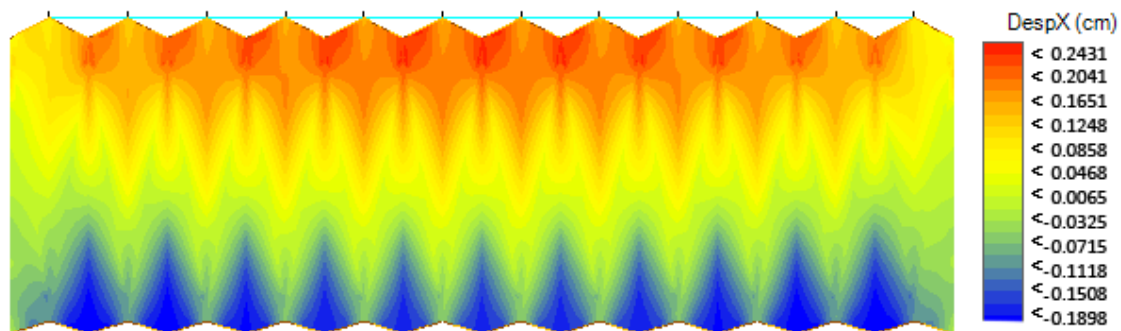


FIG. 4.118. DESPLAZAMIENTOS DX ELU 1

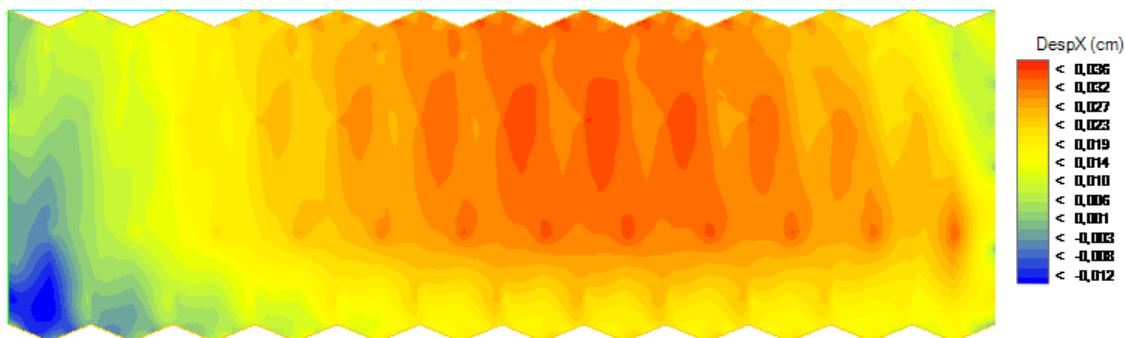
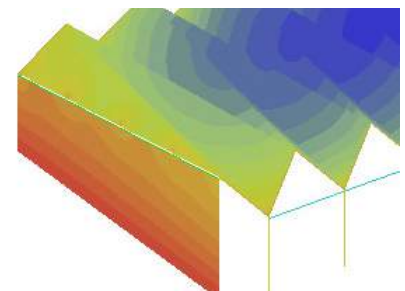
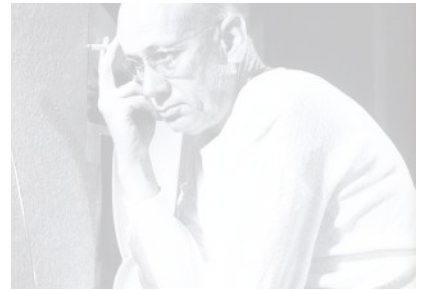
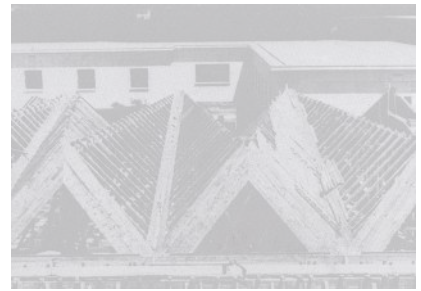
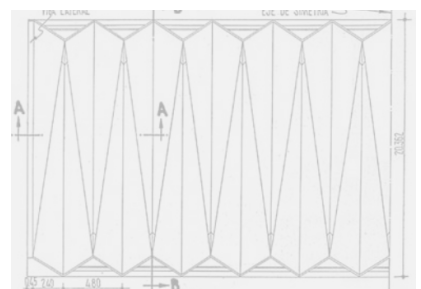


FIG. 4.119. DESPLAZAMIENTOS DX ELU 3

Por último, en uno de los extremos de la cubierta, es posible apreciar un conjunto de elementos finitos coloreados en azul, a pesar de que el valor de los desplazamientos es muy pequeño, 0,012 cm, los nudos de dichos elementos se mueven en la dirección contraria a la que “sopla” el viento. Esto puede ser debido al empuje del viento modelizado sobre la lámina, que debida a su forma triangular, es mayor en esa área que en la zona próxima al vértice. Por tanto, ese pico tiende a desplazarse en el sentido contrario debido a la deformación de la lámina. (FIG.4.119.)



5. Conclusiones



Según los objetivos originales, el trabajo tenía **dos propósitos**, el primero de ellos, hacía referencia a las tipologías estructurales y en mayor detalle a las láminas plegadas de hormigón, se ha estudiado en los capítulos 2 y 3. Por otra parte, el segundo objetivo tenía por finalidad poner en valor la tipología estructural, la técnica constructiva y la calidad arquitectónica del Pabellón de cocinas de la Universidad Laboral de Tarragona de Eduardo Torroja, tratando de mostrar y resaltar los beneficios que aporta el postesado en esta obra y en otras de carácter similar, a través del estudio de la estructura en el programa Architrave. Este objetivo se ha abordado en el capítulo 4.

Como se ha resaltado en el capítulo 2, **Eduardo Torroja** era un ingeniero que abordaba el proyecto estructural no sólo desde el punto de vista del buen comportamiento estructural, sino también desde el punto de vista económico, al mismo tiempo que trataba de aportar espacios sugerentes desde el punto de vista arquitectónico.

Torroja, abordaba siempre el proyecto basándose en que el buen **funcionamiento de la estructura** depende, en gran medida, de la forma que esta adopte, y que, por esta razón, se ha de proyectar teniendo una base de conocimientos acerca del comportamiento de las estructuras y de los procesos constructivos. Sin embargo, no sólo por la forma se veía guiado a la hora de proyectar sino que también hace hincapié en la sensibilidad y efecto estético de esa forma.

Otra característica que se ha estudiado de este ingeniero es la voluntad de servirse de **técnicas constructivas innovadoras** que permitiesen aprovechar las ventajas del material y las formas y de salvar las limitaciones de las mismas, como pretensado de la armadura activa. Esta técnica, que hacía de sus obras estructuras vivas, fue difundida en España gracias al uso que hacía de ella. Por todas estas razones, es considerado uno de los más prestigiosos ingenieros del siglo XX.

Por otra parte, la introducción del **hormigón armado** supuso un antes y un después en el mundo de la construcción. tipologías tradicionales como las cúpulas o las bóvedas de cañón, evolucionan en superficies de revolución o estructuras laminares, que permiten nuevos comportamientos estructurales.

La innovación que supusieron en el mundo de la arquitectura y la ingeniería durante la primera mitad del siglo XX, ha podido verse reflejada en el análisis de 4 obras de Torroja. A través de estas se ha podido ver el pensamiento de Torroja en cada una de las estructuras: en la cúpula de hormigón armado del Mercado de Algeciras; en las láminas cilíndricas de hormigón del Frontón de Recoletos; en los hiperboloides del Hipódromo de la Zarzuela y en las láminas plegadas de hormigón armado de la Iglesia de San Nicolás. (FIG.5.1.)

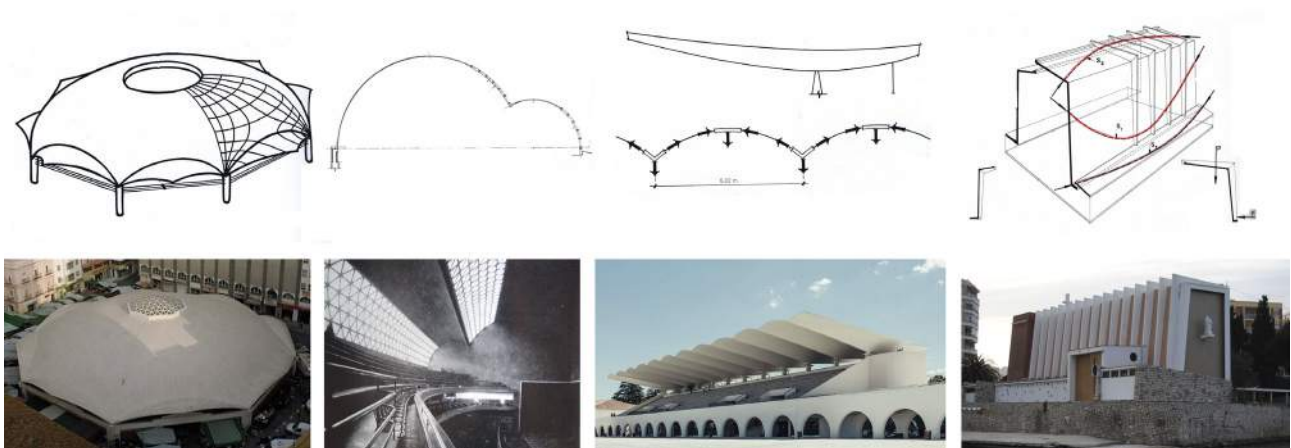


FIG. 5.1. PROYECTOS REPRESENTATIVOS EDUARDO TORROJA

En todas estas obras se ha podido apreciar la pericia del ingeniero para lograr estructuras de luces máximas con espesores mínimos, al mismo tiempo que queda reflejada la importancia de la forma y de la técnica constructiva, en el buen comportamiento estructural.

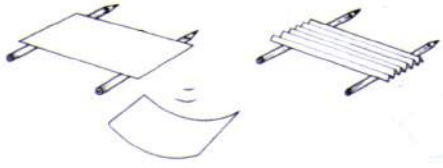


FIG. 5.2. COMPORTAMIENTO LÁMINAS PLEGADAS

En este primer objetivo, también se pretendía destacar la tipología de las **láminas plegadas** de hormigón, y en la virtud de su funcionamiento para salvar grandes luces con delgados espesores debido a la rigidez que les aportan los pliegues. En el capítulo 3 queda demostrado como se convirtieron en una de las tipologías estructurales más utilizadas entre los años 50 y 70, dotadas de diversas posibilidades geométricas y de uso. A pesar de su caída en desuso, se ha podido intuir por algunas obras, como estas aun siguen utilizándose para cubrir espacios diáfanos. (FIG.5.2. Y FIG. 5.3.)

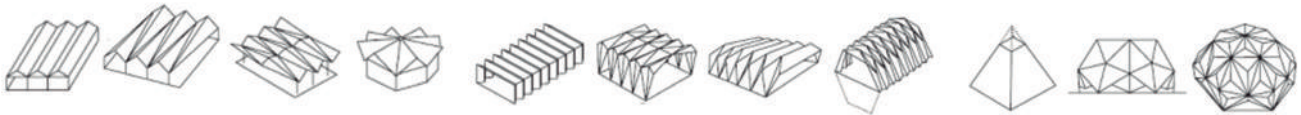


FIG. 5.3. GEOMETRÍAS LÁMINAS PLEGADAS

El segundo de los objetivos del trabajo consistía en poner en valor una obra escasamente conocida y publicada de Eduardo Torroja Miret, el Pabellón de cocinas de la **Universidad Laboral de Tarragona**, desde el punto de vista arquitectónico, de la forma estructural y de la técnica empleada en el armado.

Como se ha podido ver en el capítulo 4, a través de una extensa descripción de la estructura, el Pabellón es una obra de relevante interés arquitectónico, por el espacio que alberga bajo la cubierta plegada y la iluminación que ésta presenta. Por otra parte, ha quedado demostrada la habilidad del ingeniero en el diseño de cada uno de los elementos que conforman la estructura. (FIG.5.4. - FIG. 5.6.)



FIG. 5.4. INTERIOR DEL PABELLÓN

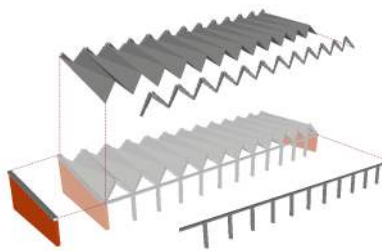


FIG. 5.5. MODELO ESTRUCTURAL



FIG. 5.6. CABLES DE POSTESADO

Teniendo en cuenta que las láminas plegadas funcionan como una viga apoyada en una dirección mientras que en la otra presentan menor rigidez, y que por esta razón Torroja se sirve de una viga de borde y de un pórtico de apoyo, destacando en este último su canto variable. Por último, se ha podido estudiar cómo funciona el postesado, analizando los **beneficios** que esta reporta en la estructura.

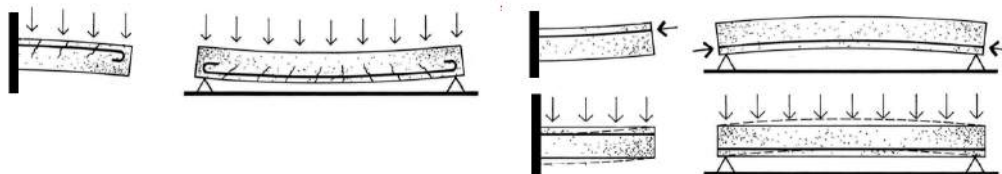


FIG. 5.7. COMPORTAMIENTO HORMIGÓN ARMADO VS POSTESADO

Como se ha indicado, la técnica consiste en someter a la estructura a esfuerzos de **compresión** antes de que esta se encuentre sometida a las cargas propias de su puesta en servicio. Esto origina en la estructura un estado de tensiones previo, así como unas deformaciones que combinadas con las de la estructura en servicio dan lugar a un comportamiento óptimo de la misma. (FIG.5.7.)

No obstante, esta afirmación ha quedado reflejada en el **análisis estructural** realizado en el programa de cálculo Architrave, en el que se ha modelizado esta estructura de láminas plegadas, modelizando también las supuestas cargas a las que se encuentra sometida, incluyendo el postesado.

A través de los distintos diagramas arrojados por el programa de cálculo, se ha demostrado cómo de forma positiva influyen la geometría y forma en el comportamiento estructural y así como la técnica del **postesado**, permitiendo esta última corregir las cargas gravitatorias de peso propio y sobrecarga de uso. A esta conclusión se ha llegado a partir del análisis de las tensiones de membrana, momentos flectores y cortantes y las deformaciones verticales, para distintas hipótesis y combinaciones de carga.

Respecto a los **momentos flectores y esfuerzos cortantes**, los diagramas muestran que estos son muy uniformes y con valores reducidos, dando a entender que no son significativos en el comportamiento de la estructura y que esto se debe al diseño de las láminas, funcionando como vigas apoyadas en los pórticos y, por lo tanto, experimentando flexión únicamente en el entorno de los apoyos, debido a la concentración de esfuerzos producidos por la reacción.

Por otra parte, analizados los diagramas de **desplazamientos verticales** en distintas hipótesis y combinaciones así como estudiando las deformadas, se ha demostrado que el efecto que genera el postesado permite reducir en un 65 % las deformaciones producidas por el peso propio y la sobre carga de uso, pues la flecha generada por las cargas gravitatorias es corregida por una **contraflecha** que genera el postesado. De modo que, al superponer ambos esfuerzos, resulta una estructura en la que no existen problemas de flecha a pesar de la luz que salva y el espesor de las piezas. (FIG.5.8. - FIG. 5.9.)

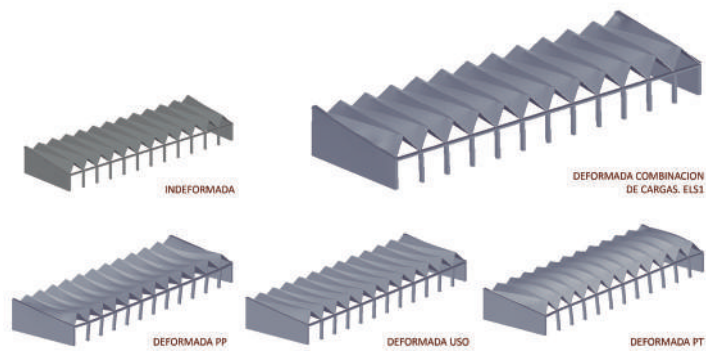


FIG. 5.8. DEFORMADAS

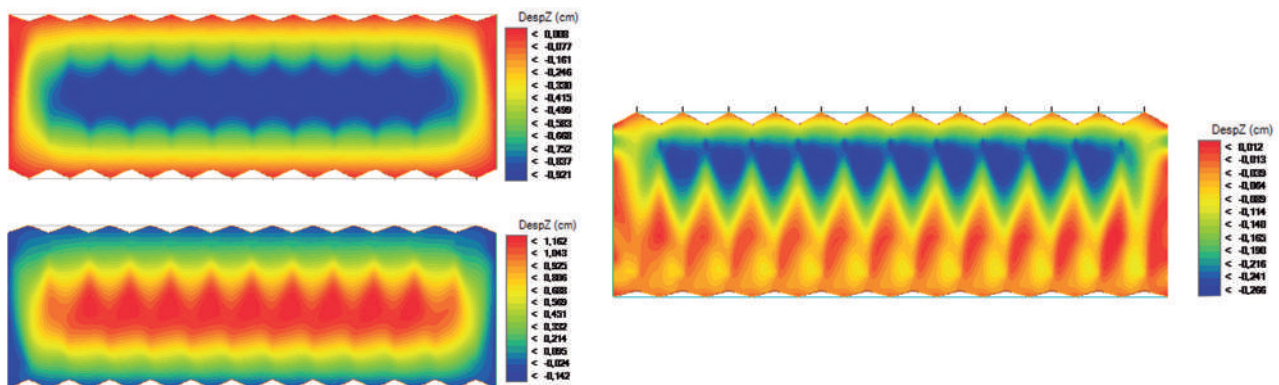


FIG. 5.9. DIAGRAMAS DESPLAZAMIENTOS VERTICALES DZ: PESO PROPIO, POSTESADO Y ELS (INCLUYENDO USO)

Por último, el modelo estructural también ha arrojado conclusiones acerca de las **tensiones** a las que se encuentran sometidos los elementos estructurales en los que se efectúa un postesado. Los resultados han mostrado como la cubierta bajo la única acción de su peso propio y mantenimiento estaba sometida a tracciones en las limahoyas. Sin embargo, el efecto del postesado, que comprime las piezas termina corrigiendo dichas tracciones, haciendo que las piezas trabajen a compresión. (FIG.5.10.)

De no ser por el postesado, el estado de tensiones provocaría la fisuración de las piezas y, debido a la proximidad del pabellón al mar, también provocaría la corrosión de las armaduras, produciendo, sino se pone remedio, el colapso de la estructura.

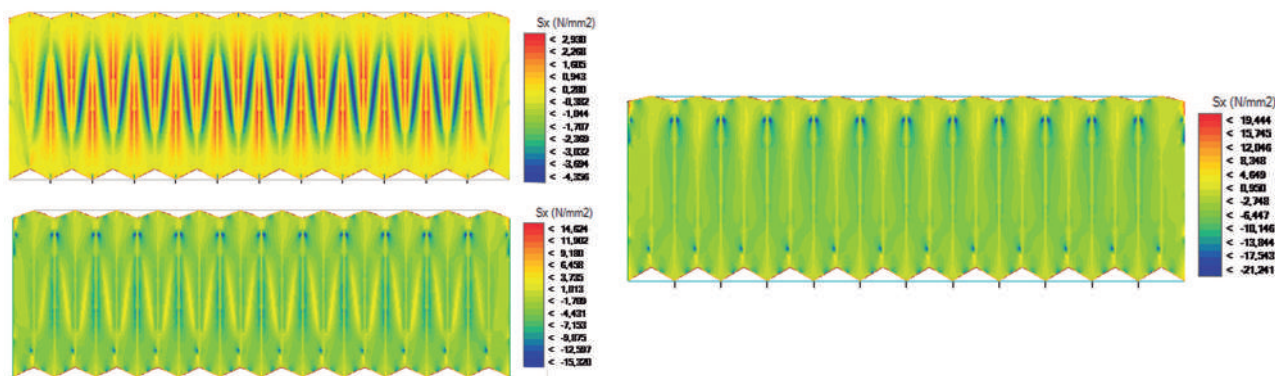
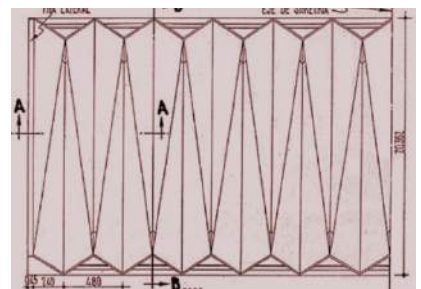
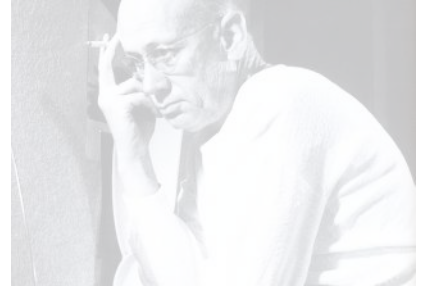
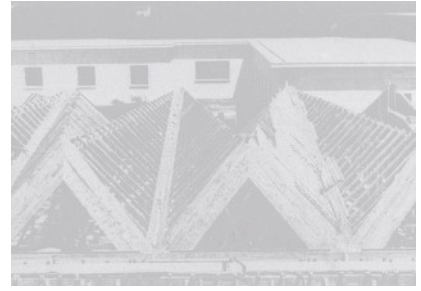


FIG. 5.10. DIAGRAMAS TENSIONES DE MEMBRANA SX: PESO PROPIO, POSTESADO Y ELU1 (INCLUYENDO USO)

Al aplicar el postesado, se ha demostrado que se produce una corrección de estas tensiones de tracción en las láminas, permitiendo que estas puedan resolverse con un espesor de 12 cm. Como se ha visto, un buen trazado de los cables de postesado y la tensión adecuada en los mismos, permiten inducir en el hormigón un estado de compresiones corrigiendo el estado de tracciones originado por las habituales cargas gravitatorias de la cubierta, quedando las sollicitaciones reducidas a magnitudes reducidas y haciendo que el hormigón trabaje sin fisurarse y por lo tanto, sin perder inercia en la sección inicial. Además, la pieza resulta impermeable, puesto que se encuentra comprimida, una gran ventaja desde el punto de vista de la **durabilidad** si se tiene en cuenta que la obra se encuentra a escasos kilómetros del mar. Esta técnica, al contrarrestar efectos previos con efectos de la carga en servicio, permite una reducción del uso de acero en el armado de la sección, al mismo tiempo que se puede reducir las dimensiones de la sección.

En definitiva, la **forma** siempre ha estado ligada al **comportamiento** de las estructuras, pero desde el descubrimiento del **hormigón armado** y las técnicas para manipular su comportamiento, se ha ido más allá. Técnicas como el **postesado** permiten corregir las cargas permanentes, tanto de peso propio como las debidas al uso, dando lugar a estructuras más esbeltas y cubriendo luces mayores. Sin embargo, lo más remarcable de esta técnica es el estado de tensiones en el que se encuentran las piezas: **compresión**. Este tipo de esfuerzos aumentan la **durabilidad** del material, evitando su **fisuración**, patología que en exceso puede ocasionar el colapso de la estructura.



6. Bibliografía y referencias

6.1. BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Libros

1. FERNÁNDEZ ORDÓÑEZ, J ; NAVARRO VERA, J. (1999). *Eduardo Torroja : ingeniero = engineer* | Madrid : Pronaos.
2. JORDÁ SUCH, C. (2002). *Eduardo Torroja, la vigencia de un legado* | Valencia : Editorial UPV, D.L.
3. MONTEYS, X. (2006). *La Universitat Laboral de Tarragona : 1952-1956* | Tarragona : Col·legi d'Arquitectes de Catalunya. Demarcació de Tarragona, D.L.
4. PÁEZ, A. (1989). *El hormigón pretensado en ingeniería y en arquitectura* | Madrid : Bellisco.
5. TORROJA, E. ; SALVADORI, M. (1999). *Las estructuras de Eduardo Torroja* | Madrid : Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas; Centro de Estudios Históricos de Obras Públicas y Urbanismo; España Ministerio de Fomento, D.L. 1999.
6. TORROJA, E. (Ed. 2007). *Razón y ser de los tipos estructurales* | Madrid : Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, D.L.

Artículos

1. ANTUÑA BERNARDO, J. (2002). *Tesis doctoral: Las estructuras de edificación de Eduardo Torroja, dirigida por Ricardo Aroca Hernández-Ros* | Madrid: Universidad Politécnica de Madrid, Escuela Técnica Superior de Arquitectura. *Págs 204 - 205.*
2. ARGUELLES R. ; GARCÍA BADELL I. ; AZPIAZU ORDÓÑEZ J. (1969). *Instituto Sorolla, Valencia (España)* | Informes de la Construcción. *Vol. 22, nº 211*
3. AZPIAZU ORDÓÑEZ J. (1971). *Experiencias adquiridas a través del proyecto arquitectónico, dirección de obra y construcción de cubiertas laminares* | Informes de la Construcción. *Vol. 24, nº 233*
4. GARCÍA GARCÍA, R. (2007). *Láminas plegadas de hormigón armado. Realizaciones en España* | Madrid: I. Juan de Herrera, SEdHC, CICCPC, CEHOPU.
5. GARCÍA GARCÍA, R. (2013). *Dos décadas de estructuras plegadas de hormigón. Inicio y ocaso de un movimiento* | Informes de la construcción. *Vol. 65, 529, 27-39.*
6. NENAD ŠEKULARAC, N. ; IVANOVIC ŠEKULARAC J.; CIKIC TOVAROVIC J. (2012). *Folded structures in Modern architecture* | Facta Universitatis, University of Belgrade, Faculty of Architecture, Serbia. *Architecture and Civil Engineering Vol. 10, N*

Normativas

1. INSTRUCCIÓN ESPAÑOLA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL (EHE 08) - *Artículos 12º y 13º* - http://www.fomento.gob.es/MFOM/LANG_CASTELLANO/ORGANOS_COLEGIADOS/MASORGANOS/CPH/instrucciones/EHE_es/
2. CÓDIGO TÉCNICO DE LA EDIFICACIÓN (CTE) - *Documento básico de seguridad estructural (DB - SE). DB - SE - AE (Acciones en la edificación).* <http://www.codigotecnico.org/index.php/menu-seguridad-estructural>

Páginas Web

1. *"Centro de Estudios Históricos Obras Públicas y Urbanismo"* <http://www.cehopu.cedex.es/etm/obras/ETM-392.htm>
2. *"Informes de la construcción"* <http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es/index.php/informesdelaconstruccion>
3. *"Universidades laborales españolas"* <http://www.xn--universidadeslaboralesespaolas-34c.es/10.html>
4. *"Universidades laborales"* <http://universidadeslaboralesespanolas.blogspot.com.es/p/estado-de-la-cuestion.html>

Otros

"ETM-392 Fondo Eduardo Torroja Miret" - Centro de experimentación y obras públicas (CEDEX), Centro de Estudios Históricos de Obras Públicas y Urbanismo (CEHOPU). Madrid.

"Apuntes Forjados y construcción industrializada de hormigón" - Perepérez, Bernardo ; Barberá, Emilio

Programa de cálculo

Architrave Versión 2015 Académica (v1.1). <http://www.architrave.es/index.php>

Autores:

Grupo de Investigación en Grid y Computación de Altas Prestaciones (GRyCAP)

HERNÁNDEZ GARCÍA, Vicente.

ALONSO ÁBALOS, José Miguel.

CAMPOS BERGA, Francisco Javier.

LOZANO LLORET, Pau.

DE LA FUENTE ARAGÓN, Pedro.

Grupo de Investigación CiD

PÉREZ GARCÍA, Agustín. Doctor Arquitecto.

ALONSO DURÁ, Adolfo. Doctor Arquitecto.

GUARDIOLA VÍLLORA, Arianna. Doctor Arquitecto.

GÓMEZ MARTÍNEZ, Fernando. Arquitecto.

6.2. LISTADO Y REFERENCIA DE IMÁGENES**0. Portada e índices**

Fig 1 PÁEZ, A. (1989). *El hormigón pretensado en ingeniería y en arquitectura*

Fig 2 <http://www.madrimasd.org/blogs/CienciayPoesia/2015/02/10/86094>

Fig 3 <http://fotofilatelía2.blogspot.com.es/2014/07/central-hidroelectrica-de-proaza.html>

Fig 4 <http://www.xn--universidadeslaboralesespaolas-34c.es/10.html>

Fig 5 Imagen extraídas del Programa de cálculo Architrave

Fig 6 GARCÍA GARCÍA, R. (2007). *Láminas plegadas de hormigón armado. Realizaciones en España*

2. Eduardo Torroja Miret

Fig 2.1 http://www.xn--espaescultura-tnb.es/es/artistas_creadores/eduardo_torroja_miret.html

Fig 2.2 JORDÁ SUCH, C. (2002). *Eduardo Torroja, la vigencia de un legado*

Fig 2.3 TORROJA, E. (Ed. 2007). *Razón y ser de los tipos estructurales*

Fig 2.4 FERNÁNDEZ ORDÓÑEZ, J ; NAVARRO VERA, J. (1999). *Eduardo Torroja : ingeniero = engineer*

Fig 2.5 (A, C, G) FERNÁNDEZ ORDÓÑEZ, J ; NAVARRO VERA, J. (1999). *Eduardo Torroja : ingeniero = engineer*

(B, E, F) http://anengineersaspect.blogspot.com.es/2012_09_01_archive.html

(D) <https://www.flickr.com/groups/1583341@N25/pool/with/2327695718/lightbox/>

Fig 2.6 (A) FERNÁNDEZ ORDÓÑEZ, J ; NAVARRO VERA, J. (1999). *Eduardo Torroja : ingeniero = engineer*

(B) http://tresiyo.com/blog/2012/08/08/iglesia-de-san-nicolas-en-gandia_-eduardo-torroja/

(C) <http://www.xn--universidadeslaboralesespaolas-34c.es/10.html>

Fig 2.7, 2.9, 2.11, 2.12 <http://deim.urv.cat/~blas.herrera/2.pdf>

Fig 2.8 (A,B,C,D) FERNÁNDEZ ORDÓÑEZ, J ; NAVARRO VERA, J. (1999). *Eduardo Torroja : ingeniero = engineer*

Fig 2.10 (A) FERNÁNDEZ ORDÓÑEZ, J ; NAVARRO VERA, J. (1999). *Eduardo Torroja : ingeniero = engineer*

(B) http://www.turismocampodegibraltar.com/algeciras/visitar/recursosTuristicos/recursoturistico_0009.html

(C) <http://www.panoramio.com/photo/20904890>

(D) <http://structurae.net/structures/chapel-of-the-holy-spirit>

Fig 2.13 (A) <http://www.abc.es/fotos-arte/20130719/misterios-ingenieria-exposicion-caixaforum-151724794565.html>

(B, C) FERNÁNDEZ ORDÓÑEZ, J ; NAVARRO VERA, J. (1999). *Eduardo Torroja : ingeniero = engineer*

Fig 2.14 <http://www.epdlp.com/edificio.php?id=4913>

Fig 2.15 – 2.29, 2.31, 2.32, 2.34 - 2.37, 2.41 – 2.44, 2.47 - 2.49 FERNÁNDEZ ORDÓÑEZ, J ; NAVARRO VERA, J. (1999). *Eduardo Torroja : ingeniero = engineer*

Fig 2.30 <http://www.traveler.es/viajes/fotos/galerias/cuando-madrid-fue-moderno/145/image/7023>

Fig 2.33 https://www.flickr.com/photos/ximo_michavila/9108634135

Fig 2.38 – 2.40 <https://www.flickr.com/photos/javier1949/with/14145751968/>

Fig 2.45 <http://www.ondanaranjacope.com/noticias/id23037-50-aniversario-de-la-iglesia-de-san-nicolas-del-grau-de-gandia.html>

Fig 2.46 http://tresiyo.com/blog/2012/08/08/iglesia-de-san-nicolas-en-gandia_-eduardo-torroja/

3.Láminas plegadas de hormigón

Fig 3.1 http://www.columbia.edu/cu/qsapp/BT/BSI/SHELLS_BM/shell_bm.html

Fig 3.2 (A) <http://www.mecanica.upm.es/~pantolin/candela.html>

(B,C) <http://fresharquitectos.blogspot.com.es/2012/12/restaurante-los-manantiales-mexico-df.html>

Fig 3.3 (A,B,C) <http://been-seen.com/travel-blog/places-to-go/a-modern-ruin>

Fig 3.4 <http://www.ketchum.org/ShellTandF/index.html>

Fig 3.5 <http://www.proyectosinergias.com/2008/05/arquitectura-record.html>

Fig 3.6 GARCÍA GARCÍA, R. (2007). *Láminas plegadas de hormigón armado. Realizaciones en España*

Fig 3.7 http://www.maghoushampton.com/hampton_coliseum.html

Fig 3.8 <http://www.theuntz.com/venues/hampton-coliseum/>

Fig. 3.9, 3.10 NENAD ŠEKULARAC, N. ; IVANOVIC ŠEKULARAC J.; CIKIC TOVAROVIC J. (2012). *Folded structures in Modern architecture*

Fig 3.11 <https://mateturismo.wordpress.com/2013/11/28/el-dodecaedro-carbonera-de-torroja-en-madrid/>

Fig 3.12 <http://www.michiganmodern.org/buildings/american-concrete-institute-building>

Fig 3.13, 3.17, 3.26 GARCÍA GARCÍA, R. (2013). *Dos décadas de estructuras plegadas de hormigón. Inicio y ocaso de un movimiento*

Fig 3.14 <http://temoore.com/fifties/h-w-moore-equipment-company/>

Fig 3.15 <https://www.pinterest.com/pin/332140541244840025/>

Fig 3.16 <https://www.google.es/maps/search/laboratorios+alter+madrid/@40.4977443,-3.6658808,17.25z>

Fig 3.18 <http://enfotomadrid.blogspot.com.es/2013/03/parroquia-de-nuestra-senora-de.html>

Fig 3.19 <http://www.lastraarquitectos.es/blog/arquitectura-moderna-asturias-espana-vaquero-palacios-arquitecto/>

Fig 3.20 – 3.23 (*informe de la construccion de Azpiazu sorolla*)

Fig 3.24 AZPIAZU ORDÓÑEZ J. (1971). *Experiencias adquiridas a través del proyecto arquitectónico, dirección de obra y construcción de cubiertas laminares*

Fig 3.25 http://www.urbipedia.org/index.php?title=Can%C3%B3dromo_de_Carabanchel

Fig 3.27 - 3.28 <http://www.plataformaarquitectura.cl/cl/628249/clasicos-de-arquitectura-terminal-internacional-de-pasajeros-de-yokohama-foreign-office-architects-foa>

Fig 3.29 - 3.31 <http://www.studiovacchini.ch/opere/25>

Fig 3.32 - 3.34 <http://rs-aa.cn/project/1722>

4 Cubierta de cocinas de la Universidad laboral de Tarragona

Fig 4.1 - 4.3 - 4.5 <http://siqpac.magrama.es/feqa/h5visor/>

Fig 4.2, 4.8 - 4.20, 4.59, 4.61, 4.62, 4.65 - 4.70 MONTEYS, X. (2006). *La Universitat Laboral de Tarragona : 1952-1956*

Fig 4.6 <https://www.pinterest.com/pin/416794140492452177/>

Fig 4.7 <http://www.xn--universidadeslaboralesespaolas-34c.es/10.html>

Fig 4.21 GARCÍA GARCÍA, R. (2007). *Láminas plegadas de hormigón armado. Realizaciones en España*

Fig 4.22 - 4.43, 4.54 - 4.58, 4.71, 4.77 (ETM - 392) <http://www.cehopu.cedex.es/etm/expt/ETM-392-001.htm>

Fig 4.44 <http://www.tenso.es/utilidades/glosario.asp?termino=Constituci%F3n+de+los+cables>

Fig 4.45 - 4.46 http://www.hierrossantander.com/hierros_prontuario/archivo/06-ACEROS%20PARA%20HORMIGON.pdf

Fig 4.47 <http://www.steelwirestrand.es/3-2-pc-strand.html>

Fig 4.48 <http://spanish.alibaba.com/product-gs/prestressed-steel-wire-for-concrete-268825670.html>

Fig 4.49 - 4.50 <http://valdenravesengblog.com/academic-papers-and-commentary/prestressed-concrete-principles-and-methods-of-prestressing-prestress-losses-and-material-properties/>

Fig 4.52 http://www.grupomuratori.com/anclaje_posteado.htm

Fig 4.53 <http://www.postensa.cc/>

Fig 4.60, 4.63 - 4.64 PÁEZ, A. (1989). *El hormigón pretensado en ingeniería y en arquitectura*

Fig 4.76 - 4.78, 4.81 - 4.84 *Imágenes realizadas por el autor del documento a partir de los planos de archivo*

Fig. 4.72 - 4.75, 4.79, 4.85 - 4.119 *Imágenes extraídas del Programa de cálculo Architrave*

Tabla 4.1, 4.8 *Realizadas por el autor del documento*

Tabla 4.2 – 4.7 *Obtenidas del Documento básico de seguridad estructural, acciones en la edificación (DB-SE-AE)*

Tabla 4.9 – 4.12 *Obtenidas de la instrucción española del hormigón armado. EHE 08*

Tabla 4.13 *Obtenidas del Documento básico de seguridad estructural (DB-SE)*

Tabla 4.14 – 4.15 *Obtenidas en el programa de cálculo Architrave*

5 Conclusiones

Fig 5.1 *Realizadas por el autor del documento*

Fig 5.2 http://www.columbia.edu/cu/qsapp/BT/BSI/SHELLS_BM/shell_bm.html

Fig 5.3 NENAD ŠEKULARAC, N. ; IVANOVIC ŠEKULARAC J.; CIKIC TOVAROVIC J. (2012). *Folded structures in Modern architecture*

Fig 5.4, 5.6 MONTEYS, X. (2006). *La Universitat Laboral de Tarragona : 1952-1956*

Fig 5.5, 5.8 - 5.10 *Obtenidas en el programa de cálculo Architrave*

Fig 5.7 <http://valdenravesengblog.com/academic-papers-and-commentary/prestressed-concrete-principles-and-methods-of-prestressing-prestress-losses-and-material-properties/>

