

## Diseño y ejecución de un refuerzo para la deconstrucción parcial de una nave con cubierta prefabricada a base de arcos atirantados de 38 metros de luz libre

### *Design and execution of a support for the partial deconstruction of a factory with prefabricated roof based on bracing arches of 38 m free light*

C. Molins<sup>(\*)</sup>, I. Serrà<sup>(\*\*)</sup>

#### RESUMEN

El presente artículo tiene por objeto la descripción del diseño y la ejecución de un refuerzo estructural motivado por la deconstrucción parcial de las naves que albergaban las cocheras de Levante de los Transportes Metropolitanos de Barcelona. La cubierta de la nave es prefabricada a base de arcos atirantados de 38 m de luz libre. Se presenta el sistema constructivo y estructural del edificio en su estado inicial y se analizan los condicionantes específicos del caso estableciendo, a partir de todo ello, los criterios considerados para el diseño del refuerzo así como para el proceso de ejecución de la obra. Se describe el refuerzo diseñado, necesario para asegurar la estabilidad de la construcción durante y después de la deconstrucción, así como los aspectos más destacables del proceso de ejecución de las obras. La intervención presentaba un carácter provisional, ya que el edificio debía ser deconstruido totalmente en un plazo aproximado de un año. Por ello, se diseñó un refuerzo que aprovechaba al máximo la capacidad resistente de la estructura original, consistente en la adición de elementos metálicos que, conjuntamente con parte de la estructura existente, configuraban un nuevo sistema resistente ante acciones horizontales sin necesidad de reforzar ningún elemento original ni de construir ningún nuevo elemento de cimentación.

#### SUMMARY

*This paper presents the design and the execution of a structural strengthening induced by the partial deconstruction of the naves that contain the East bus garage of the Metropolitan Transport of Barcelona. The structure of the roof of the naves consisted of tied precast concrete arches spanning 38 m. The initial state of the structural system of the building and its specific conditions are described to establish the criteria to be considered in the design and execution process of the strengthening. Then, the design and execution of the strengthening needed to guarantee the stability of the roof structure and the main aspects related to the construction process are described. This intervention had a temporary character because the whole building should be deconstructed after a year term. So that, a strengthening that took advantage of the actual capacity of the existing structure was designed. It consisted of adding steel members which, interacting with the existing structure, configured a new structural system against horizontal actions. It was not necessary to strengthen any existing members neither to build new foundation elements.*

132-68

**Palabras clave:** refuerzo estructural, deconstrucción, cubierta, arcos atirantados, sistema resistente.

**Keywords:** structural strengthening, deconstruction, roof, arches spanning, structural system.

<sup>(\*)</sup>Dr. Ingeniero de Caminos Canales y Puertos.

<sup>(\*\*)</sup>Dra. Arquitecta y Arquitecta Técnica.

Universitat Politècnica de Catalunya, ESPAÑA

Persona de contacto/Corresponding author: C. Molins

## 1. INTRODUCCIÓN

En ocasiones puede ser necesario derribar parte de un edificio de manera que el resto del mismo pueda seguir en servicio. En intervenciones de este tipo es necesario conocer muy bien el esquema estructural del edificio en su estado inicial y analizar cuál es la interacción entre la parte del edificio a derribar y la parte del edificio que va a seguir en servicio. El resultado de este análisis permitirá tomar decisiones acerca de las necesidades de refuerzo de la parte del edificio que seguirá en servicio así como del proceso a seguir en las operaciones de derribo y de las necesidades de llevar a cabo un control de deformaciones durante dicho proceso (1).

Por otra parte, al acometer el derribo parcial de un edificio es necesario tomar precauciones para no dañar la parte del edificio que seguirá en servicio. Es decir, el proceso de derribo debería ser gradual y actuando con cierto orden, al menos en la zona de contacto entre la parte a derribar y la parte a mantener, y más si mientras tanto el edificio está en servicio, como efectivamente ocurría en el caso que se presenta. Si esta forma de proceder se generaliza a toda la zona a derribar, eliminando sistemáticamente los elementos constructivos para ser reutilizados, reciclados o sometidos a un tratamiento especial en el caso de ser materiales contaminantes, puede decirse que se trata de una deconstrucción y no de un derribo (2). La deconstrucción pretende minimizar el

impacto ambiental de la operación, disminuyendo el volumen de residuos inertes a incorporar en los vertederos y la cantidad de nuevos productos a fabricar (3).

Como ejemplo de este tipo de intervención, a continuación se describen las operaciones realizadas en invierno del año 2001 en el edificio denominado "Cocheras de Levante", construido en el año 1962, propiedad de Transportes Municipales de Barcelona. En la figura 1 se presenta una vista general del citado edificio.

En el año 2001, la empresa propietaria del edificio tenía diseñado un plan de cocheras que contemplaba el traslado de las Cocheras de Levante, entre otras, a un nuevo edificio en construcción. Estas cocheras estaban situadas en la zona Forum de las Culturas y ocupaban parte del solar en el que debía construirse un centro de asistencia primaria, el cual debía estar en funcionamiento en el año 2004.

Ante la necesidad de mantener en servicio las cocheras y, a la vez, iniciar las obras del centro de asistencia primaria, se optó por una actuación provisional que consistía en deconstruir la parte del edificio afectado por el centro de asistencia primaria, manteniendo en servicio el resto de las cocheras durante aproximadamente un año, que era el plazo previsto para trasladar el resto de vehículos e instalaciones al nuevo emplazamiento.

A lo largo del artículo se describe, en primer lugar, el edificio en su estado inicial, tanto desde el punto de vista estructural como constructivo. Seguidamente se analizan las necesidades de refuerzo y los condicionantes de la intervención desde un punto de vista conceptual. En tercer lugar se describe el refuerzo diseñado así como algunos aspectos destacables de la modelización de la estructura y de las comprobaciones efectuadas para verificar su resistencia durante y después de su deconstrucción parcial. Finalmente se describen los aspectos más destacables del proceso de ejecución de las obras.

## 2. SITUACIÓN INICIAL

El edificio inicial era de planta rectangular de 220x80 m, formado por un cuerpo principal de naves de 200 m de longitud y dos cuerpos secundarios de 10x80 m que conformaban los testeros de la nave, en los que se ubicaban las oficinas (figura 2). A lo largo de las fachadas laterales se distribuían varias puertas que daban acceso directo a la nave.



Figura 1. Vista general del edificio "cocheras de Levante".

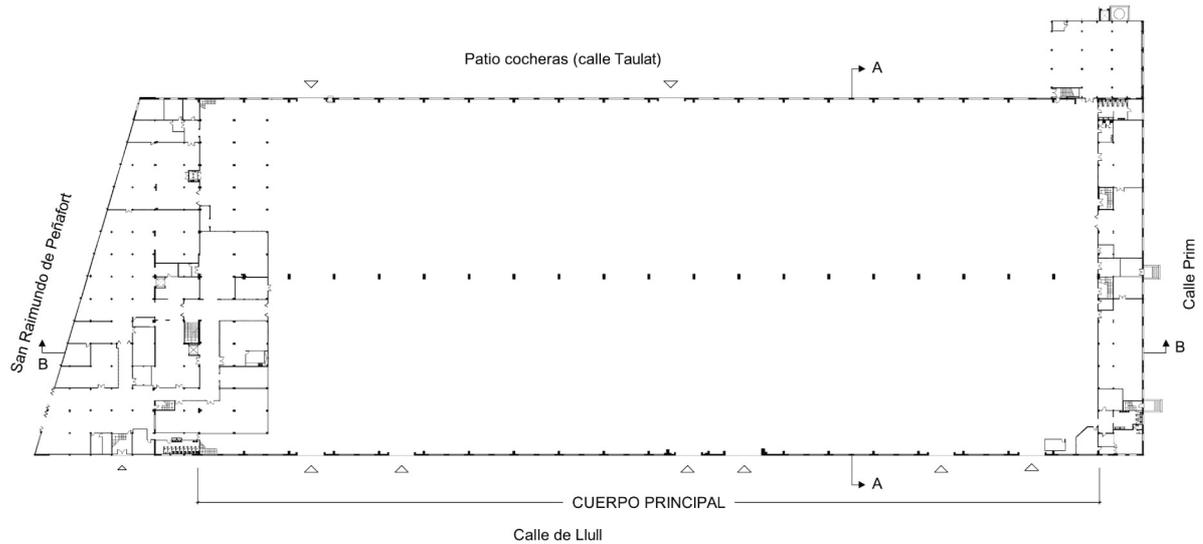


Figura 2. Planta general de la nave.

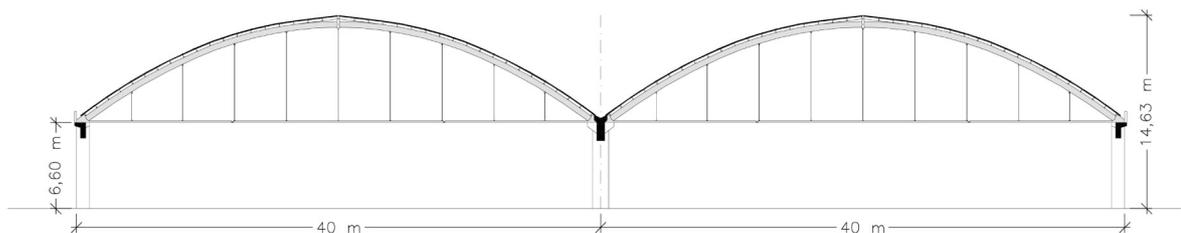
La estructura vertical del cuerpo principal estaba formada por pilares rectangulares de hormigón armado, colocados cada 10 m, formando tres alineaciones en el sentido longitudinal del edificio, lo que daba lugar a dos naves adosadas de 40 m de luz (figura 3). Estos pilares daban apoyo, en el sentido longitudinal, a jácenas de hormigón armado y, en el sentido transversal, a la estructura de cubierta.

La estructura de cubierta de las dos naves estaba formada por arcos triarticulados de hormigón armado atirantados, prefabricados, de 40 m de luz y dispuestos cada 5 m (figura 4). Sobre ellos se habían dispuesto correas cada 1,1 m que, además de dar soporte al acabado de cubierta, formado por placas onduladas de fibrocemento, ejercían la función de arriostrar los arcos en el sentido transversal de los mismos (4).

Debido a la distinta modulación de los pilares (10 m) y de los arcos (5 m), las jácenas longitudinales soportaban, en centro de luz, el arranque de un arco.



Figura 3. Vista interior de las naves.



SECCIÓN A

Figura 4. Sección transversal del edificio.

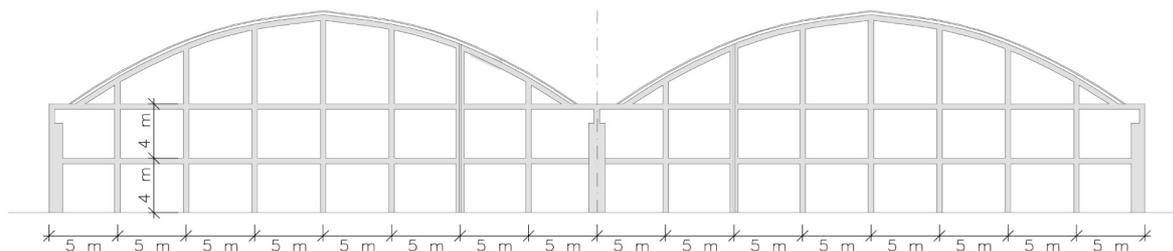


Figura 5. Alzado del testero existente.

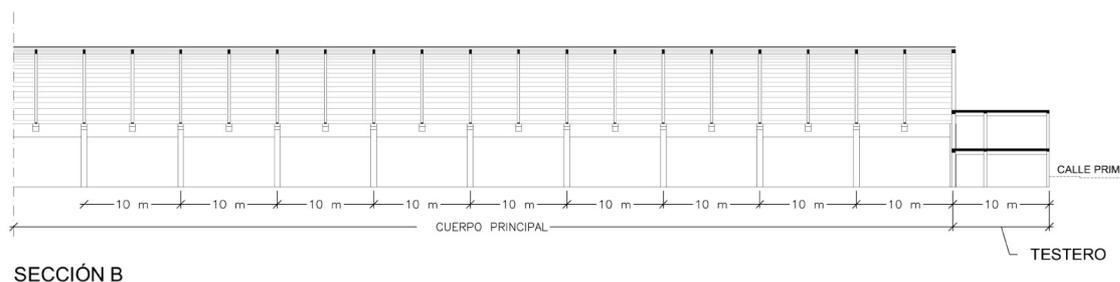


Figura 6. Sección longitudinal del edificio.

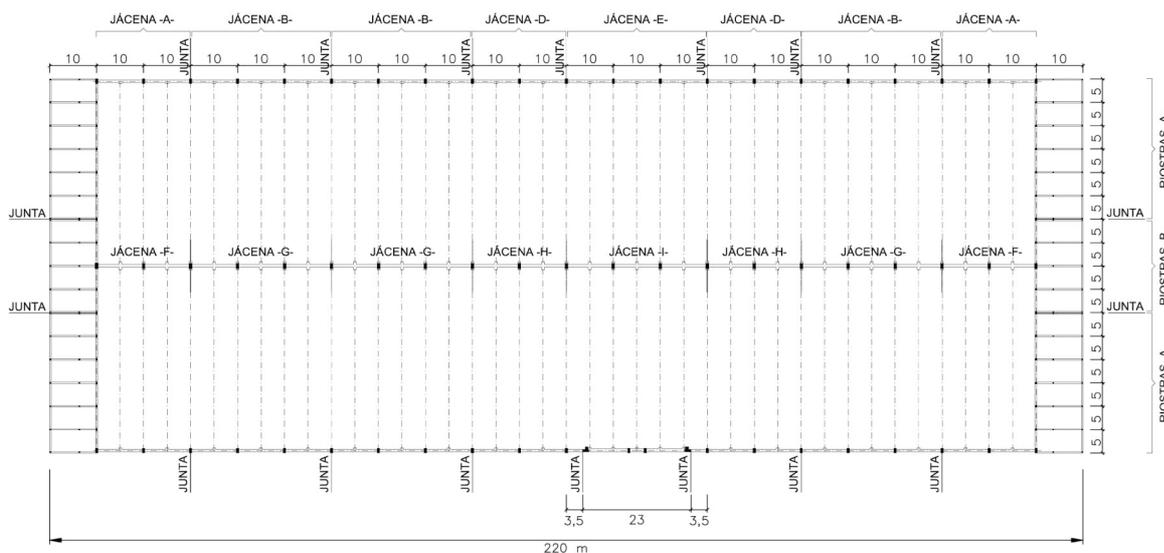


Figura 7. Planta de la estructura de la nave.

Los testeros de las naves estaban materializados por un entramado de hormigón armado *in situ* de nudos rígidos, formando pórticos genéricos de 5 m de ancho por 4 m de altura, a base de pilares y riostras horizontales de 40 x 40 cm de sección. La riostra superior, con luces de 5 m a ejes, reseguía la geometría de los arcos (figura 5).

Estos testeros estaban unidos, material y conceptualmente, a los cuerpos secundarios del edificio, los cuales se desarrollaban a lo largo de toda la longitud del testero, con un

ancho de 10 m y 2 plantas de 4 m de altura (figura 6). La estructura de estos cuerpos secundarios estaba formada por un entramado de hormigón armado *in situ*, con crujiás de 5 m en el plano paralelo al testero (figura 7) y dos crujiás de 3,25 m y 6,5 m, a ejes, en el plano transversal. La sección de todos los pilares era de 30 x 30 cm.

Debido a las deficientes características del subsuelo, limos del delta del Besòs, la cimentación de todo el conjunto estaba resuelta mediante pilotes.

Los pilares de fachada de las naves principales eran rectangulares de 100x50 cm de sección. Los interiores, que recibían el doble de carga vertical, tenían una sección de 120x60 cm. Todos los pilares se apoyaban en encepados de tres pilotes, a excepción de puntos singulares, como era el caso de los encepados afectados por el paso de un colector. Estos pilares tenían una altura de 660 cm, hasta su cara superior, en la que apoyaban las jácenas longitudinales.

Las jácenas longitudinales centrales eran de sección rectangular de 140 cm de canto y 60 cm de ancho, mientras que las jácenas de fachada tenían una sección de 120 cm de canto y 40 cm de ancho. El esquema estático más común de estas jácenas era continuo de dos o tres tramos. Las juntas en jácenas se materializaban mediante un apoyo a media madera en la entrega al pilar. Tanto las jácenas centrales como las de fachada disponían de ménsulas cortas en centro de luz para dar soporte al arranque de los arcos (figura 7). Los arcos que constituían la estructura de cubierta de las naves, de 40 m de luz y 7,4 m de flecha a eje en centro de luz, eran de sección rectangular de 45 cm de canto y 25 de ancho y disponían de pendolones cada 4 m aproximadamente. Estos arcos presentaban un nervio de 4,5 cm de altura en su cara superior y a lo largo de toda su longitud, donde se ataban adecuadamente las correas de cubierta (figura 8). Cada arco estaba constituido por 4 piezas prefabricadas de hormigón armado, unidas mediante unión rígida a cuartos de la luz (figura 9). Las articulaciones, que estaban dispuestas en los arranques y en la calve, estaban materializadas por rótulas con junta de plomo (figura 10). En los apoyos centrales (apoyo común de los dos arcos) se habían dispuesto apoyos deslizantes que permitían los movimientos horizontales de los elementos resistentes de cubierta, evitando así que estos movimientos se transmitieran a las jácenas longitudinales o a los pilares (figura 11).

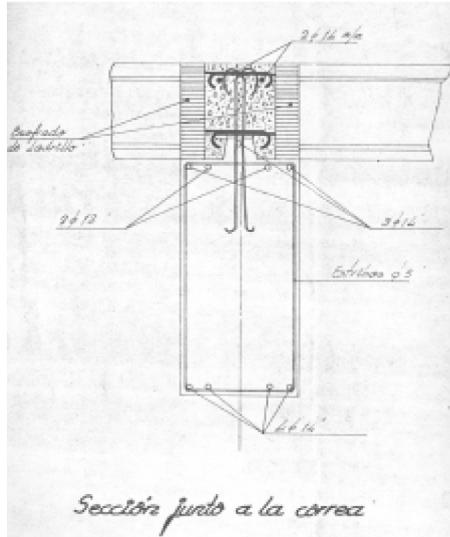


Figura 8. Detalle de la sección del arco y de la unión de las correas (plano de proyecto).

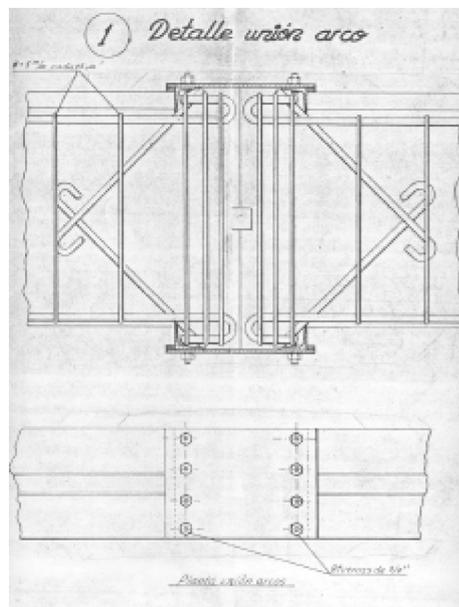


Figura 9. Detalle de la unión rígida de las piezas del arco (plano de proyecto).

Las armaduras de los arcos estaban constituidas por 7 barras de 14 mm de diámetro y 2 barras de 12 mm con cercos de 5 mm de diámetro cada 15 cm. Estas armaduras eran lisas y con límite elástico de 220 N/mm<sup>2</sup>.

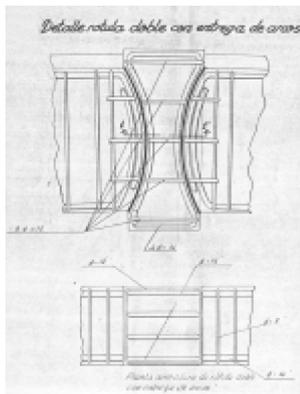


Figura 10. Detalle de la unión articulada en la clave del arco (plano de proyecto).

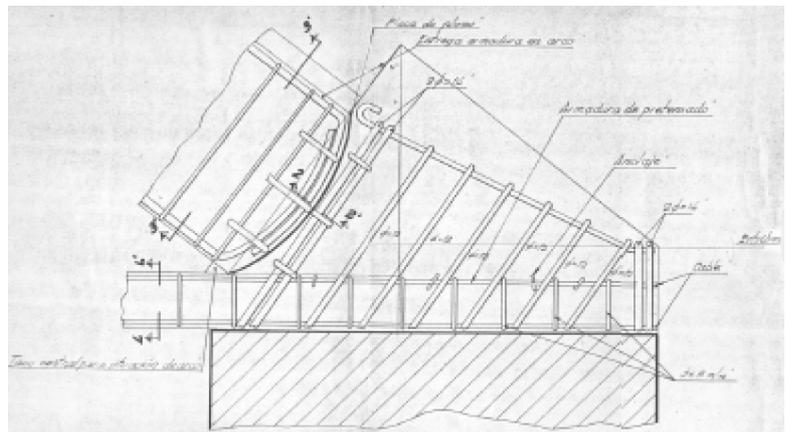


Figura 11. Detalle de la unión en rótula en el arranque del arco (plano de proyecto).

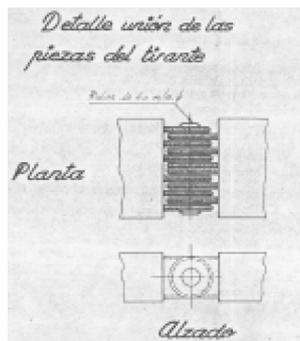


Figura 12. Detalle de la unión de las piezas del tirante (plano de proyecto).

El tirante inferior, también prefabricado, tenía una sección de 12,5 cm de canto y 25 cm de ancho, armado con 12 alambres de 7 mm de diámetro, pretensados según consta en los planos de proyecto del año 1962, y estribos de 3 mm de diámetro cada 12 cm. Estos tirantes estaban contruidos a partir de 3 piezas, con unos elementos especiales de espera en los que se insertaba un bulón (figura 12). Los tirantes disponían de dos líneas de arriostamiento situadas a tercios de la luz libre. Este arriostamiento estaba realizado mediante viguetas prefabricadas de hormigón de sección en cruz de 20 cm de canto total, 15 cm de ancho total y 4 cm de espesor (figura 13).

Las correas de cubierta eran viguetas de hormigón prefabricadas, de 20 cm de canto, con sección en I. Los puntos de apoyo de estas correas sobre los arcos se había hormigonado para garantizar el monolitismo (figura 8).

A principios del año 2001 la construcción se encontraba en un estado aceptable de conservación y no presentaba lesiones ni patologías a tener en cuenta en el diseño de la intervención.

### 3. CONSIDERACIONES PREVIAS A LA INTERVENCIÓN

Tal como se ha expuesto en la introducción, la deconstrucción parcial de la nave estaba motivada por la necesidad de liberar parte del solar que ésta ocupaba, a fin de posibilitar el inicio de la construcción de un nuevo



Figura 13. Vista de las naves a nivel de los tirantes de los arcos.

edificio. Las necesidades de espacio llevaban a que de los 220 m de longitud de la nave inicial debían ser eliminados unos 85 m, es decir, se trataba de cortar la nave eliminando uno de los extremos (figura 14).

Desde el punto de vista formal, la intervención requería construir una nueva fachada en el plano de corte, conformando el testero.

Desde el punto de vista estructural, el corte significaba la eliminación de uno de los edificios secundarios que, en el sistema estructural de la nave inicial, era un elemento principal de arriostamiento longitudinal. Por ello, y teniendo en cuenta que la nave estaba situada en una zona de exposición normal al viento (próxima a la costa) y que su altura superaba los 10 m, antes de llevar a cabo la deconstrucción era necesario disponer elementos de arriostamiento que garantizaran la estabilidad del conjunto (5).

Teniendo en cuenta que se trataba de una intervención provisional, ya que el resto de la nave sería derribado al cabo de un año, era conveniente que el plazo de ejecución de la solución adoptada fuera breve e interfiriera lo menos posible con el servicio de la cochera, así como economizar al máximo el coste de la operación. En especial, el del cerramiento y el del nuevo sistema resistente ante acciones horizontales.

Por otra parte, el terreno de cimentación presentaba unas condiciones pésimas, por lo que cualquier carga de cierta importancia requeriría una cimentación sobre pilotes. Por ello, se optó por diseñar un sistema resistente ante acciones horizontales que aprovechara los pilares existentes para la transmisión de cargas al terreno y que, a su vez, garantizara que el incremento de carga transmitida pudiera ser asumida por la cimentación existente.

Con todo, cabe señalar que el cumplimiento de las condiciones expuestas dependía, en gran medida, del plano de corte elegido ya que, según fuera éste, el refuerzo presentaría dificultades complementarias.

Finalmente, condiciones funcionales y no técnicas fueron las que determinaron el plano de corte (figura 14).

#### 3.1. Orden de las operaciones a realizar

A fin de garantizar la estabilidad de todo el conjunto durante y después de la deconstrucción, era necesario, en primer lugar, construir el nuevo sistema de arriostamiento de la cubierta. Seguidamente, se debía proceder a la construcción de la nueva

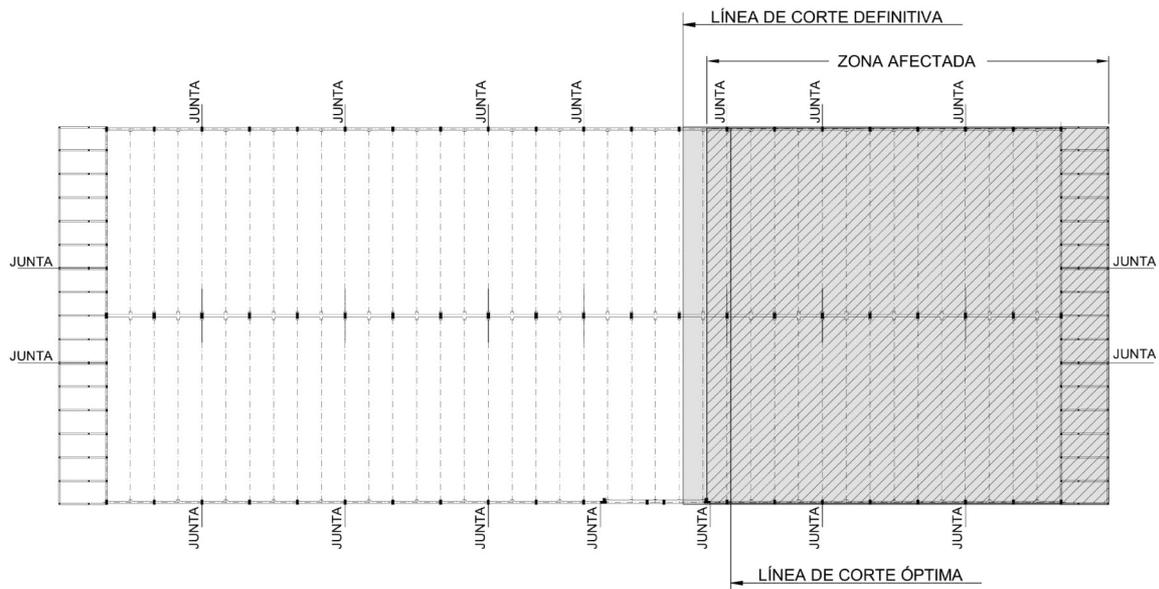


Figura 14. Necesidades de corte y plano de corte de la nave.

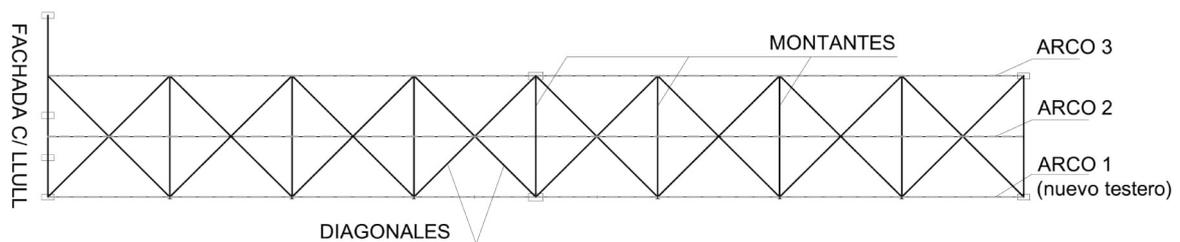


Figura 15. Vista en planta del refuerzo en celosía de la cubierta.

fachada de modo que el empuje o la succión que el viento ejerciera sobre ésta ya podría ser transmitido al sistema de arriostramiento de la cubierta.

Una vez construidos el arriostramiento y la fachada, podría iniciarse la deconstrucción del resto de la nave, desde la nueva fachada hacia el testero existente, retirando primero las placas de fibrocemento y luego las correas de modo que, antes de retirar las últimas, el arco afectado debía estar suspendido de las grúas.

Finalmente, se podría derribar el testero existente así como proceder al corte de las jácenas longitudinales y a la retirada de los pilares.

#### 4. REFUERZO DISEÑADO

Coherentemente con las condiciones ya expuestas, el corte de la nave se materializó coincidiendo con un plano de pilares.

La nueva fachada ligera se configura a base de chapa grecada y perfiles en Z dispuestos horizontalmente que apoyan en perfiles HEB

verticales, los cuales abarcan desde la soleira hasta el arco. Estos perfiles verticales transmiten el empuje o la succión del viento, que recibe el nuevo testero, a la solera de hormigón y al arco.

Puesto que este arco no tiene capacidad para resistir por sí solo el empuje transmitido por los pilares del testero, se define una viga en celosía en el espacio comprendido entre tres arcos consecutivos, de modo que los cordones de dicha celosía coinciden con arcos apoyados en pilares, evitando así transmitir nuevas cargas a las jácenas longitudinales (figura 15).

Los montantes de la celosía están alineados con los perfiles verticales del testero para movilizar el mecanismo de la celosía sin solicitar a flexión al arco entre montantes.

Las diagonales de la celosía se disponen formando cruces de San Andrés porque, teniendo en cuenta su gran esbeltez, únicamente se considera su trabajo a tracción.

Tal como se expone en este mismo apartado, se comprobó que la estructura longitudinal existente, formada por las jácenas y

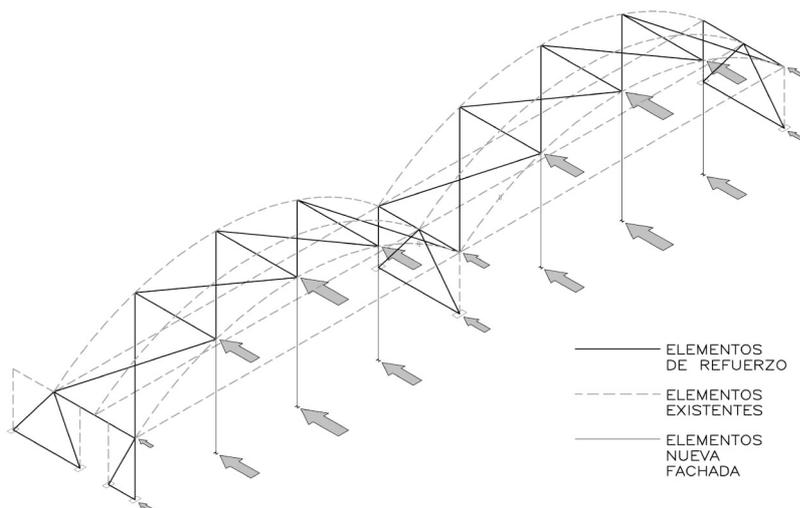


Figura 16. Axonometría del sistema de refuerzo.

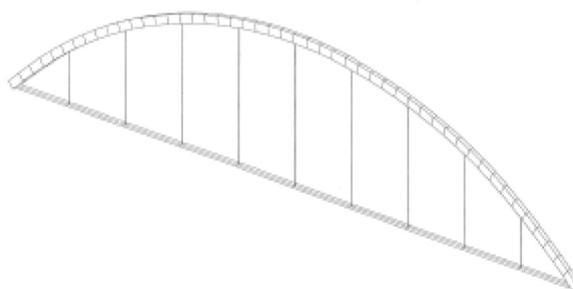


Figura 17. Primer modelo. Arco aislado.

los pilares, era incapaz de transmitir hasta la cimentación los empujes que recibiría de la celosía de cubierta con un nivel de seguridad adecuado, ni siquiera en el supuesto de que las jácenas trabajaran como puntal, repartiendo las cargas entre diversos pilares. Debido a ello, también se arriostraron, con contravientos, los primeros pórticos longitudinales de las tres alineaciones de pilares, las dos de fachada y la central (figura 16).

#### 4.1. Concepto estructural del refuerzo

Cuando el viento provoca presiones sobre la fachada ligera, las cargas se transmiten a través de los perfiles Z hasta los elementos verticales formados por perfiles HEB, apoyados en la solera y en el arco 1. Las fuerzas horizontales, puntuales, transmitidas a la solera son fácilmente resistidas por ésta ya que el hormigón tiene suficiente espesor como para repartir adecuadamente esta carga. Por el contrario, las fuerzas transmitidas al arco 1 necesitan movilizar el esquema en celosía para poder ser resistidas y transmitidas a las cabezas de los pilares de los pórticos y, a través de éstos, hasta la cimentación (figura 16).

Cuando el viento provoca succiones en la fachada, el sistema resistente es análogo al anterior, con la diferencia de que las diagonales traccionadas a succión son las que no trabajaban en el caso de presión.

Gracias a la gran rigidez de este sistema de refuerzo, las secciones actuales de los arcos sólo experimentan incrementos o decrementos significativos de su esfuerzo axial, sin aparecer prácticamente momentos flectores o esfuerzos cortantes. Los análisis efectuados demostraron que estas variaciones de los esfuerzos podían ser resistidas por las secciones de los arcos, sin necesidad de refuerzo alguno.

#### 4.2. Modelización de la estructura

Con el fin de comprobar la capacidad resistente de los arcos y de los elementos del refuerzo, se realizaron diversos modelos numéricos mediante un programa de cálculo de estructuras (6). Los análisis realizados permitieron comprobar la estructura en su situación inicial y en la futura, una vez construido el refuerzo y la fachada. En concreto, se desarrollaron 3 modelos distintos.

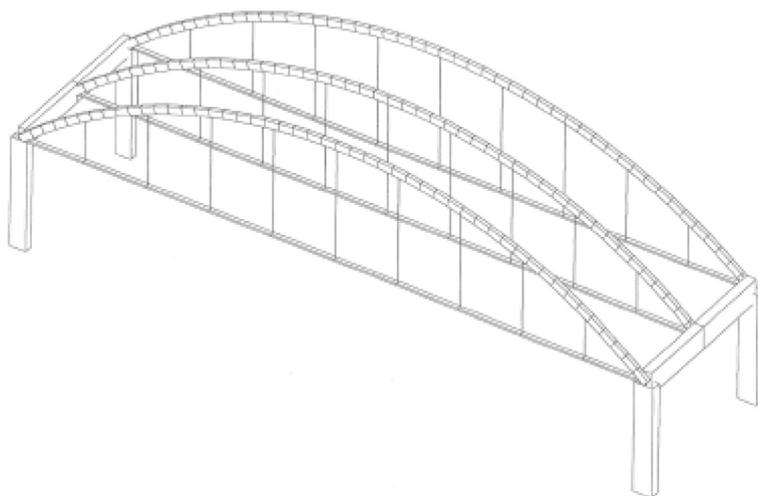


Figura 18. Segundo modelo. Conjunto de tres arcos.

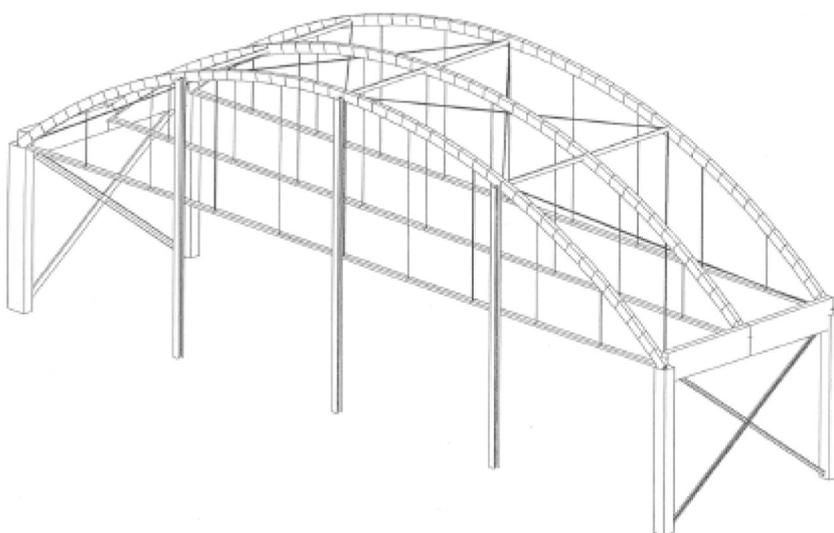


Figura 19. Tercer modelo. Conjunto de tres arcos y refuerzo.

El primer modelo consistía en un arco tipo aislado, sin la estructura de arriostramiento, que incluía el arco, los pendolones y el tirante, sometido a acciones gravitatorias (permanentes y nieve) y a la acción de viento paralelo al plano del arco (figura 17).

Los resultados del análisis de este modelo permitieron confirmar que el arco presentaba un margen de seguridad adecuado, tanto ante las acciones verticales como ante la acción del viento transversal a la nave. También los movimientos de la estructura resultaron ser suficientemente moderados.

El segundo modelo consistía en el conjunto de los tres primeros arcos, sin la estructura

de arriostramiento, sometido únicamente a acciones gravitatorias (permanentes y nieve). Este modelo tenía como objetivo analizar el comportamiento del conjunto formado por los tres arcos, las jácenas y los pilares, antes de introducir la estructura de refuerzo (figura 18).

El tercer modelo era igual que el segundo pero estaba completado con la incorporación de la celosía de refuerzo de la cubierta y de los contravientos de los pórticos longitudinales, así como de los elementos verticales de fachada (figura 19).

Como que las acciones gravitatorias eran bien resistidas por la estructura existente, sin



Figura 20. Unión articulada de la base de los perfiles verticales de fachada con la solera.

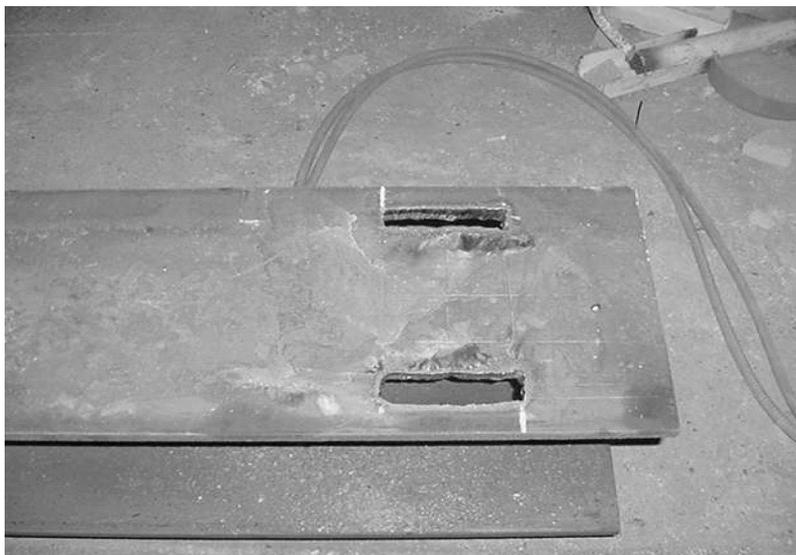


Figura 21. Holgura de los agujeros para la unión de los perfiles verticales de fachada con el arco.



Figura 22. Unión entre montante y arcos.

necesidad de refuerzo, este tercer modelo únicamente fue analizado bajo la acción de viento longitudinal, a fin de analizar con detalle la nueva estructura de refuerzo y el efecto que ésta podía generar en los elementos de la estructura existente.

En la estructura ya reforzada, las secciones de los arcos y de los tirantes se comprobaron a partir de los esfuerzos máximos originados en

el tercer modelo, bajo la acción del viento longitudinal, más los obtenidos en el modelo de arco aislado bajo acciones gravitatorias. Análogamente, las secciones de los pilares y de las jácenas fueron comprobadas a partir de los esfuerzos originados por la acción del viento transversal más los originados por las cargas gravitatorias, estudiados en modelos separados.

Estas comprobaciones dieron como resultado que todas las secciones presentaban grados de seguridad suficientes sin necesidad de refuerzo.

#### 4.3. Descripción del refuerzo

Como elementos verticales de soporte para la fachada del nuevo testero se dispusieron 3 perfiles HEB-300 en cada arco: aproximadamente uno en centro de luz y 2 a cuartos de la luz, con una separación entre ellos de unos 10 m, evitando coincidir con la articulación de la clave del arco y los puntos de unión rígida entre las piezas prefabricadas que conformaban el arco. La unión de la base de estos perfiles con la solera se diseñó articulada para transmitir únicamente esfuerzos cortantes (figura 20).

La unión con el arco fue diseñada de modo que éste pudiera seguir trabajando como tal, sin introducir ningún cambio en su esquema estático, lo cual podría haber comportado graves disfunciones. Así pues, la unión se materializó mediante dos tornillos M20 soldados a una placa de anclaje de acero de 20 mm de espesor, la cual fue fijada al arco mediante pasadores M16 de cabeza roscada. En las alas del perfil HEB se practicaron agujeros con una holgura de 60 + 60 mm en sentido vertical para permitir el movimiento del arco en este sentido (figura 21).

Para los montantes de la celosía de la cubierta se utilizaron perfiles tubulares de sección cuadrada, de 160 mm de lado y 6 mm de espesor. La unión con los arcos se realizó mediante soldadura del perfil a una placa de anclaje de acero de 20 mm de espesor, fijada ésta al arco con pasadores M16 de cabeza roscada. Con este tipo de unión se evitó transmitir momentos flectores a los arcos. En la figura 22 puede apreciarse, en primer término, la unión de un montante con el arco intermedio y, al fondo, la unión del mismo montante y de las diagonales con el arco 1, coincidente con el nuevo testero.

Para las diagonales de la celosía de la cubierta se utilizaron barras de sección circular de 60 mm de diámetro (figura 23). Dada su gran longitud y a fin de limitar su esbeltez,

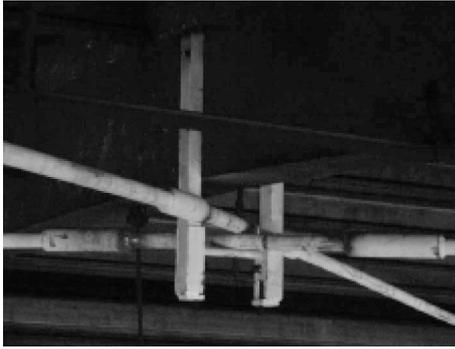


Figura 24. Detalle de la suspensión de las diagonales del arco intermedio.



Figura 25. Arriostamiento del pórtico longitudinal central.



Figura 26. Arriostamiento del pórtico longitudinal de fachada de la calle Llull.

estas barras se suspendieron del arco 2, con lo que su longitud libre quedó en 7 m (figura 24). Para poder ajustar a la longitud exacta, cada diagonal fue montada a partir de dos barras roscadas, unidas entre sí mediante un manguito roscado. La unión a las placas de anclaje, sujetas a los arcos, se realizó con tornillos M24 y cartelas de acero soldadas a la placa y al extremo de la barra (figura 22).

Para el arriostamiento de los pórticos longitudinales se dispusieron contravientos entre el primero y el segundo pilar en forma de V invertida, formados por 2 UPN 300, enfrentados por las almas y unidos cada 80 cm. Estos elementos unían la base de cada pilar con la parte inferior de la jácena, en centro de luz, coincidiendo con el punto

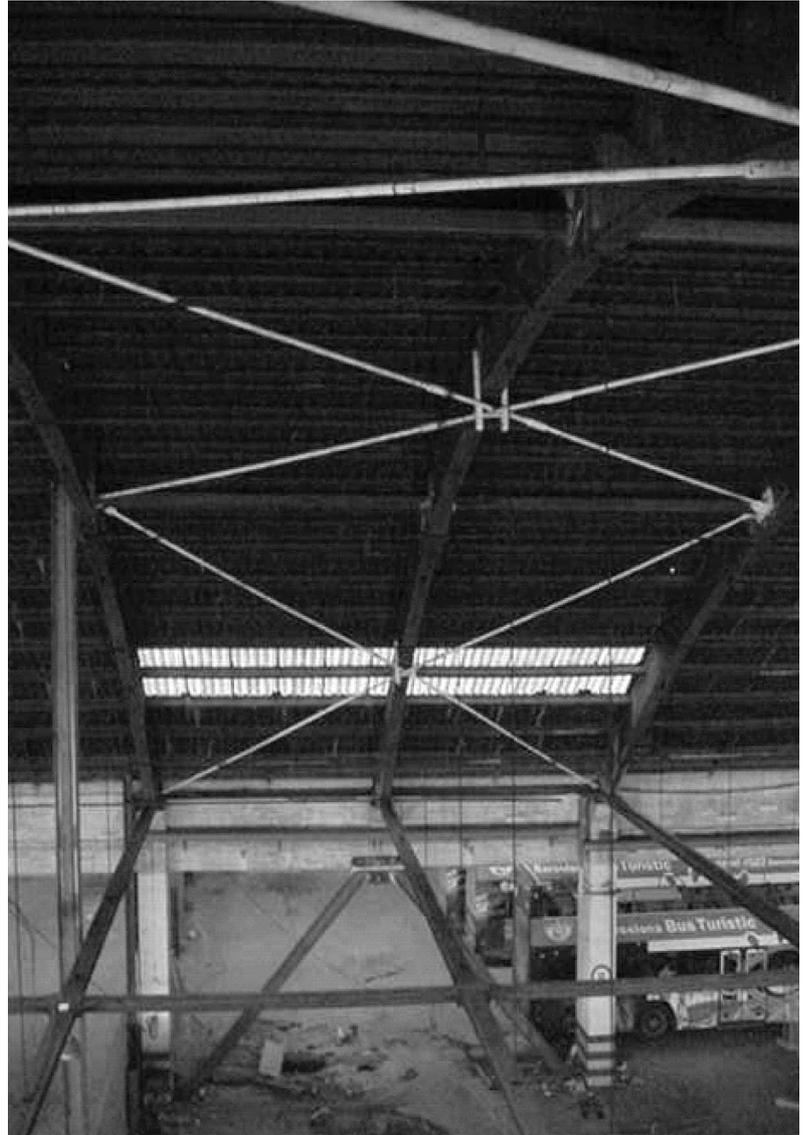


Figura 23. Vista de la celosía de cubierta.

de apoyo del arco 2 (figura 25). Además, se dispuso una viga riostra a nivel de la losa de pavimento con el fin de garantizar la rigidez del contraviento (figura 27).

En el caso del pórtico de la fachada de la calle Llull, la línea de corte coincidía en una zona en que se alteraba la modulación de pilares para ubicar dos puertas de acceso (figura 14). Por ello, ninguno de los tres arcos que conformaban la celosía de refuerzo de la cubierta quedaban apoyados directamente sobre pilares existentes. La solución adoptada consistió en añadir un nuevo pilar, formado por un perfil HEB-200 bajo el arco 1, arriostando mediante contravientos, de forma similar a la descrita para los otros dos pórticos, los tramos comprendidos entre este pilar y el segundo (ya existente) y entre el tercero y el cuarto pilar, tal como puede apreciarse en la figura 26.

La resistencia al fuego no fue un parámetro determinante del diseño en cuanto el tiempo requerido, treinta minutos, podía alcanzarse mediante capas de pintura entumesciente.

### 5. PROCESO DE EJECUCIÓN

La construcción del refuerzo se inició en enero de 2002, empezando por la nave contigua al patio y siguiendo por la nave lindante con la calle Lluç.

En primer lugar, se procedió a la construcción de los contravientos de los pórticos longitudinales (figura 27).

Seguidamente, se procedió a construir la celosía de la cubierta. Para ello se replanteaban los agujeros pasantes en los arcos de hormigón, previa detección de las armaduras para evitar dañarlas; a continuación se colocaban las placas de las uniones en los arcos y se tomaban las medidas exactas de los montantes de la celosía. Una vez soldados los montantes a las placas de unión, se tomaban las medidas de las diagonales, se colocaban los soportes en el arco 2 y se

colocaban las diagonales, ajustando su longitud mediante manguito roscado y suspendiendo éstos del soporte anterior (figuras 28 y 29).

La construcción de la nueva fachada se inició a la vez que se construía la celosía de cubierta, empezando por la construcción de un murete de bloques de hormigón (figura 30), la colocación de los perfiles HEB, el montaje de las riostras y, finalmente, la colocación de la chapa grecada (figura 31).

La deconstrucción de las placas de fibrocemento de la cubierta se inició una vez construida la celosía de la cubierta, desde el testero existente hacia la línea de corte del edificio (figura 32).

Una vez retiradas la totalidad de las placas de fibrocemento, se empezó la deconstrucción de las correas de cubierta, así como de los arcos, desde la nueva fachada hacia el testero existente (figura 33).

El corte de las jácenas longitudinales se realizó después de la deconstrucción total de la cubierta y de los arcos afectados (figura 34).

Finalmente, se llevó a cabo la deconstrucción de los cerramientos y de la estructura del cuerpo secundario adosado al testero (figura 35). La deconstrucción de los



Figura 27. Montaje del arriostramiento del pórtico longitudinal central.



Figura 28. Montante en arranque de arco.



Figura 29. Montaje de las diagonales de la celosía de cubierta.



Figura 30. Construcción del murete de fachada.

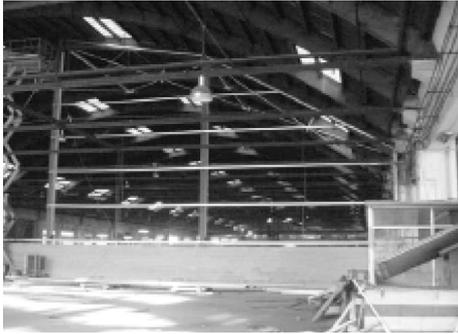


Figura 31. Montaje de la fachada del nuevo testero.



Figura 32. Vista de la nave durante los trabajos de retirada de las placas de fibrocemento de la cubierta.



Figura 33. Vista exterior de las naves en pleno proceso de deconstrucción de correas y arcos de cubierta.



Figura 34. Vista de las jácenas longitudinales antes de ser cortadas.

elementos interiores de las oficinas se había realizado mientras se construía la estructura de refuerzo.

En la figura 36 puede apreciarse el nuevo testero construido, una vez finalizada la deconstrucción parcial.

### 5.1. Control de movimientos en la estructura de la cubierta durante los trabajos de refuerzo y de deconstrucción

A causa de la extraordinaria esbeltez de la estructura, se consideró muy conveniente



Figura 35. Vista de las naves después de retirados todos los arcos.



Figura 36. Vista del nuevo testero, una vez finalizada la deconstrucción parcial.

realizar un control de las deformaciones que pudiera experimentar durante la ejecución de los trabajos de refuerzo y los de deconstrucción. Para ello, se dispusieron puntos de medida en el intradós de los seis arcos afectados, tal como se muestra en la figura 37, con un total de 30 puntos de medida.

Se realizó una medición inicial antes de empezar el montaje de los elementos de refuerzo, otra después de la colocación de los montantes de la celosía y una tercera medición una vez completada la celosía de cubierta. Asimismo, se realizaron tres mediciones más, en plazos de 15 días, durante los trabajos de deconstrucción de la cubierta. Las mediciones se realizaron siempre a primera hora de la mañana para evitar la influencia de los movimientos térmicos y se tomaron, en cada punto, lecturas relativas en los tres ejes (vertical, longitudinal y transversal).

Como resultado de la primera medición se pudo constatar que los arcos tenían un desplome inicial de 8 cm. Para comprobar si este desplome podía afectar la seguridad de la obra, se realizó un recálculo de la estructura con el citado desplome, el cual reveló que aquél no era crítico.

En ningún momento la estructura experimentó movimientos que pudieran ser considerados peligrosos para la estabilidad del conjunto.

### 5.2. Deconstrucción definitiva de la nave

El refuerzo diseñado permitió que una parte del edificio siguiera en servicio durante

prácticamente dos años, en condiciones adecuadas de seguridad y estabilidad. En enero de 2004 se iniciaron los trabajos de deconstrucción de la parte de edificio restante. En la figura 38 se muestra la estructura en pleno proceso de deconstrucción, realizado de forma similar a la descrita anteriormente, en la que puede observarse los contravientos del pórtico central y, en la esquina superior izquierda, el edificio cuya construcción motivó la deconstrucción parcial. Finalmente, en la figura 39 se presenta una vista del solar, después de la deconstrucción y una vez retirados los escombros, con el edificio construido en el solar liberado en el año 2002 al fondo.

## 6. CONSIDERACIONES FINALES

Se ha presentado un caso de refuerzo estructural motivado por la necesidad de llevar a cabo la deconstrucción parcial de un edificio con cubierta de gran luz, construido a base de elementos prefabricados.

El estudio y análisis del estado inicial de la edificación, tanto desde el punto de vista geométrico como constructivo y, por supuesto, estructural, permitieron establecer las necesidades de refuerzo así como los condicionantes a tener en cuenta para su diseño y su ejecución.

Por tratarse de una intervención provisional, ya que el resto del edificio sería deconstruido al cabo de aproximadamente un año, el refuerzo diseñado aprovechaba al máximo la capacidad resistente de la estructura original, con lo que su ejecución fue rápida y de coste moderado.

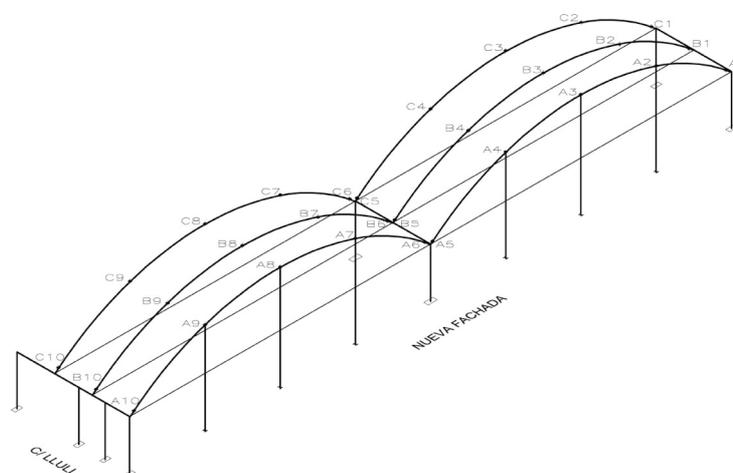


Figura 37. Posición de los puntos de medida para el control geométrico.

El refuerzo consistió en añadir elementos metálicos que, conjuntamente con una parte de la estructura existente, conformaron un nuevo sistema resistente ante acciones horizontales, sin necesidad de reforzar ningún elemento original ni de construir ningún nuevo elemento de cimentación.

Para el dimensionado de los elementos del sistema de refuerzo así como para la comprobación resistente de los elementos estructurales existentes, se analizaron tres

modelos numéricos que simulaban la estructura sin refuerzo y con refuerzo.

La deconstrucción de la estructura de la parte afectada no se inició hasta haber finalizado la construcción de todo el sistema de refuerzo, con el fin de asegurar la estabilidad de todo el conjunto durante y después de la deconstrucción. El refuerzo diseñado dio el servicio esperado durante dos años, plazo en que se llevó a cabo la deconstrucción definitiva del resto del edificio.



Figura 38. Vista durante la deconstrucción definitiva.



Figura 39. Vista del solar una vez finalizada la deconstrucción.

## BIBLIOGRAFÍA

- (1) Molins Borrell, C.: Serrà Martín, I., Aspectos fundamentales para el diseño de un refuerzo estructural. *Informes de la Construcción*, Vol. 55, nº 490 (2004), pp. 39-48.
- (2) GEHO-CEB, ATEP, Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos: "Demolición y reutilización de estructuras de hormigón". *Recomendaciones y Manuales Técnicos. Estructuras y Edificación E-7*. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid, 1997.
- (3) González Barroso, J.M.: "ITEC, Manual de desconstrucción". Generalitat de Catalunya, Barcelona, 1995.
- (4) Transports Metropolitans de Barcelona: "Proyecto de Depósito y talleres Zona de Levante", Barcelona, 1961-1962.
- (5) Alegre, V., Roca, P.: "Patología y reparación de edificios de hormigón prefabricado. Evaluación y rehabilitación de edificios". *Monografía CIMNE*, nº 65, Barcelona, 2002.
- (6) Marí Bernat, A.R., Molins Borrell, C.: "Estudi de les modificacions a introduir en l'estructura de les cotxeres de llevant de Transports Metropolitans de Barcelona, per a poder-ne realitzar l'enderroc parcial". Departamento de Ingeniería de la Construcción, Barcelona, 2001.

\*\*\*

## AGRADECIMIENTOS

Agradecemos la colaboración de la empresa GECSA, responsable de la Dirección de Obra, la desinteresada aportación de documentación gráfica para la redacción de este artículo.