



[www.elsevierciencia.com/hya](http://www.elsevierciencia.com/hya)



CrossMark

Disponible en  
**ScienceDirect**  
[www.sciencedirect.com](http://www.sciencedirect.com)

Hormigón y Acero 2014; 65(273): 169–198



# Ampliación del Complejo Ferroviario de Atocha (Fase I)<sup>☆</sup>

## *Enlargement of Atocha Railway Station (Stage I)*

Mercedes Madrid Ramos<sup>a,\*</sup>, Guillermo Ayuso Calle<sup>b</sup>, Peter Tanner<sup>c</sup>,  
Luca Ceriani<sup>d</sup> y Elena Artalejo<sup>e</sup>

<sup>a</sup> Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid; Profesora en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos; Dragados, S.A., Madrid, España

<sup>b</sup> Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos; CFC S.L., Madrid, España

<sup>c</sup> Ing. ETHZ/SIA (Eidgenössische Technische Hochschule Zürich); Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos; Cesma Ingenieros S.L., Madrid, España

<sup>d</sup> Ingeniero Civil, MC2, Madrid, España

<sup>e</sup> Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, ADIF, Madrid, España

Recibido el 14 de junio de 2013; aceptado el 20 de enero de 2014

### Resumen

El proyecto de Ampliación del Complejo Ferroviario de Atocha Fase I se desarrolla con el principal objetivo de permitir la puesta en servicio de un nuevo modelo de explotación ferroviaria a fin de incrementar la capacidad de la estación de Puerta de Atocha, separando los flujos de llegadas y salidas.

Se describen a continuación los antecedentes, el ámbito de la ampliación y los motivos de la misma, así como los principales elementos estructurales y las actuaciones más significativas realizadas dentro del proyecto de ampliación, distinguiendo entre las intervenciones realizadas en las vías y las llevadas a cabo sobre la estructura del edificio ya existente.

Asimismo, se detallan algunas consideraciones sobre las acciones aplicadas en el cálculo de las nuevas marquesinas y sobre los análisis realizados mediante cálculo dinámico de fluidos para verificar los coeficientes de presión adoptados inicialmente a partir de extrapolaciones de normativas de acciones vigentes, dada la compleja geometría de las nuevas cubiertas de la estación de Atocha.

Por último, se describen la logística y la planificación realizadas durante la ejecución de las obras, teniendo en cuenta todos los escenarios posibles y la necesidad de simultanear una gran cantidad de actividades en un espacio y tiempo limitados (cortes de tensión, cajas de vías, trabajos con líneas de alta tensión. . .). La complejidad de este estudio ha sido enorme, considerando las excepcionales limitaciones derivadas de las necesidades de explotación de la estación de AVE durante la fase de ejecución del proyecto.

© 2013 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

**Palabras clave:** Marquesinas; Micropilotes; Simulación numérica (CFD); Pasillo rodante; Túneles provisionales; Torres de apeo

### Abstract

Stage I of the enlargement of Atocha Railway Station aimed primarily to adapt the facility to a new operating model, raising the station's capacity essentially by separating arriving and departing passenger traffic.

This article describes the project background, scope and justification, as well as the main structural members and most significant works involved in the enlargement, distinguishing between construction in platforms and tracks and existing facility restructuring.

In light of the complex geometry of the new roofs over Atocha Station, computational fluid dynamics (CFD) techniques were deployed to verify the pressure coefficients initially adopted for the new platform canopies by extrapolation from the existing legislation. The structural engineering involved is addressed.

Véase contenido relacionado en DOI: <http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2013.06.001>

<sup>☆</sup> Puede encontrar on line, la versión en inglés de este artículo.

\* Autor para correspondencia.

Correo electrónico: [mmadridr@dragados.com](mailto:mmadridr@dragados.com) (M. Madrid Ramos).

<http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2014.06.001>

0439-5689/© 2013 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Lastly, logistics and planning are discussed, with an account of all the possible scenarios and the challenge of performing many activities simultaneously on a tight schedule in limited quarters (power outages, track beds, high voltage works. . .). The exceptional constraints inherent in the need to maintain high-speed train («AVE») service during the works intensified the overall complexity.

© 2013 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

*Keywords:* Platform canopies; Micropiles; Numerical simulation (CFD); Moving walkways; Provisional tunnels; Shoring towers

## 1. Antecedentes

La estación de Atocha es quizá una de las que mejor refleja la transformación casi continua que han experimentado muchas estaciones a lo largo de su historia. Se encuentra en el corazón urbano de la ciudad de Madrid, prestando servicio a cercanías, media y larga distancia y alta velocidad.

La estación de Atocha —o estación de Mediodía, como se conoció durante mucho tiempo— se inició con el embarcadero de la línea Madrid-Aranjuez, inaugurado el 9 de febrero de 1851. Al edificio accedían 5 vías, produciéndose el acceso de viajeros por la Plaza del Embarcadero, y la salida, a través del patio de Méndez Álvaro. La estación fue parcialmente destruida en 1864 por el fuego. En 1857 se hizo una primera ampliación, añadiéndosele una cubierta a la playa de vías mediante cerchas sencillas.

Dado el aumento de necesidades de explotación, se decidió acometer el proyecto que definiera la nueva estación. Este fue realizado por el arquitecto Alberto de Palacio. Las obras de la nueva estación comenzaron en 1888 y se terminaron en el año 1892. El proyecto consistía en la ejecución de una nave abovedada que cubría 6 vías y sus correspondientes andenes. La estación ha estado en servicio para los trenes de largo recorrido de las líneas de la compañía ferroviaria MZA (Madrid-Zaragoza-Alicante), incluida luego en la Renfe. Estas líneas comunicaban Madrid con el este del país.

En 1992 se finalizó una nueva ampliación de la estación con la que se abordaron diversos y complejos objetivos. El proyecto fue diseñado por el arquitecto Rafael Moneo, con la llamada Sala Hipóstila, creando un nuevo espacio para trenes de media y larga distancia, habilitando asimismo vías para la puesta en servicio de la línea de alta velocidad Madrid-Sevilla. También se construyó la estación de cercanías y su conexión con el metro, y una dotación de aparcamientos. La nave de la estación anterior se conservó como vestíbulo e invernadero de plantas tropicales. La cubierta de la Sala Hipóstila está formada por módulos metálicos de 16 × 16 m, sobre columnas de gran altura.

En el conjunto de la estación de Atocha se había construido una estación de cercanías subterránea en el extremo del túnel de enlaces de Atocha con Chamartín en los años treinta del siglo xx, que se puso en servicio en los años setenta del mismo siglo.

Tanto en la estación de largo recorrido como en la de cercanías el tráfico ha crecido extraordinariamente. Esto ha llevado a plantear y ejecutar la ampliación objeto de este artículo.

## 2. Nuevo proyecto de ampliación

Coincidiendo con la ampliación de 1992, hasta el momento la más ambiciosa de las realizadas en la estación, se han sustituido

los trenes de largo recorrido con ancho de vía Renfe por los trenes de alta velocidad con ancho de vía internacional. Desde entonces, el tráfico de la alta velocidad ha crecido en España de forma exponencial, generando la saturación de la estación de Atocha, lo que ha requerido realizar obras de ampliación.

Hay que tener en cuenta que la estación de Atocha no puede crecer hacia sus lados, ya que se encuentra limitada de un lado por la estación de cercanías y por el otro lado por la calle Méndez Álvaro. La ciudad ha ido rodeando la estación a lo largo de los años. Por ello se ha planteado un proyecto de ampliación que se ha dividido en varias fases, dadas la envergadura y la complejidad del mismo.

- 1 La primera fase, que se ha puesto en servicio a finales de 2010, ha consistido en separar la zona de salidas de la zona de llegadas, lo que casi duplica la capacidad de la estación.
- 2 La segunda fase consistiría en hacer una estación subterránea debajo de la calle Méndez Álvaro para los trenes de alta velocidad que lleguen a Atocha y sigan a Chamartín a través del nuevo túnel de Serrano. Actualmente desde la estación de Atocha salen los trenes hacia el sur, el este y el noreste, mientras que de Chamartín salen los del noroeste. Con el desarrollo de esta fase se podrán flexibilizar las salidas de las líneas actuales y futuras de alta velocidad.
- 3 La tercera fase sería la ejecución de un nuevo vestíbulo de llegadas sobre la playa de vías de cercanías y salir directamente al exterior desde dicha zona, sobre un aparcamiento de varios pisos contiguo a las vías de cercanías.

El diseño arquitectónico de la ampliación de Atocha ha sido encargado por ADIF a Rafael Moneo, dando continuidad a la arquitectura de la anterior ampliación, garantizando además la calidad estética del conjunto. El proyecto de estructura ha sido desarrollado por Carlos Fernández Casado, S.L. y las obras han sido realizadas por una UTE constituida por las empresas Dragados y TECSA. La asistencia técnica ha sido desarrollada por INECO. Durante la ejecución de las obras se ha contado con las empresas de ingeniería CESMA y MC2 para el desarrollo de múltiples soluciones constructivas y asistencia técnica por parte de la UTE.

## 3. Descripción del proyecto: Fase I

Las obras de la Fase I se pusieron en servicio el 19 de diciembre de 2010, con la llegada a la capital del corredor de Levante. El fundamento de la obra es la modificación del sistema de explotación, mediante la separación de flujos de viajeros en Salidas y

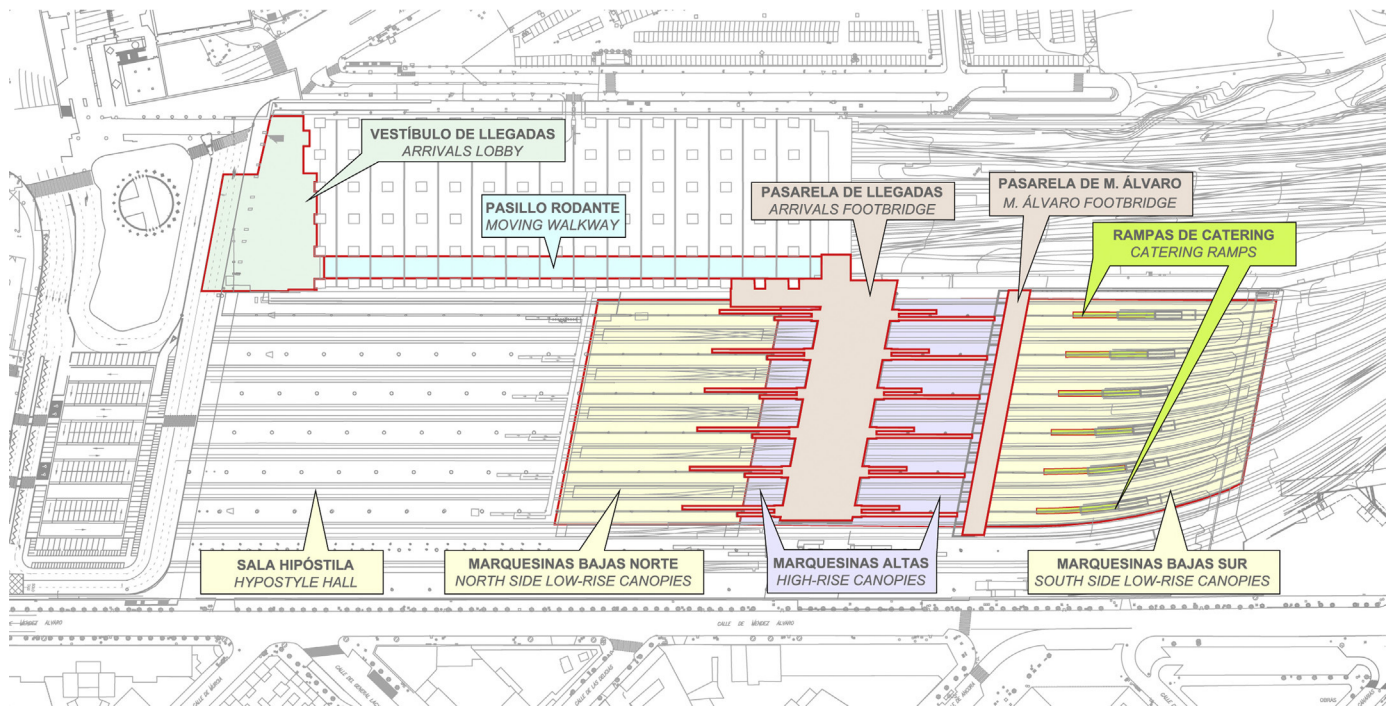


Figura 1. Situación en planta de las actuaciones realizadas.

Llegadas, logrando una optimización en el aprovechamiento de las instalaciones existentes, y construyendo otras nuevas.

La infraestructura tiene una gran importancia social, ya que permite acoger los servicios y viajeros generados por la línea de alta velocidad a Levante y otros futuros. Se estima que de los 16 millones de viajeros anuales que tiene en la actualidad, pasará a recibir 35 millones de personas en 2025.

La redistribución de viajeros ha hecho necesaria la ejecución de las siguientes actuaciones (fig. 1):

- Construcción de una nueva *pasarela de llegadas* que atraviesa las vías, a una cota superior. Se sitúa en la zona central de los andenes, dividiéndolos en 2 partes diferenciadas: mitad norte, destinada a servicios de salidas, y mitad sur, atendiendo los tráficos de llegadas.
- Se ha cubierto la totalidad del andén para posibilitar su uso, siendo particular la *marquesina* o *cubierta alta*, que cubre la zona de la pasarela, con la dificultad añadida de su montaje a 20 m de altura manteniendo el normal tráfico ferroviario de las estaciones de cercanías y de alta velocidad. El resto del andén se ha cubierto mediante *marquesinas bajas*, al norte y al sur de la marquesina alta.
- También se ha construido un *pasillo rodante*, que comunica la pasarela de llegadas con un nuevo vestíbulo de Llegadas. Discurre paralelo a las vías, de sur a norte, y ocupa una de las alineaciones de cúpulas del lado oeste del aparcamiento de cercanías.
- El pasillo, dotado de 4 tapices rodantes, desemboca en el *nuevo vestíbulo de llegadas*, que posibilita, en distintos niveles, el acceso al resto de la estación así como a los distintos medios de transporte urbano y aparcamientos.
- Ejecución de la pasarela de Méndez Álvaro.

- Remodelación de las *rampas de catering*.

Entre las actuaciones ferroviarias destaca la conversión de 4 vías a ancho internacional y la disposición de 19 aparatos y 4 bretelles que permiten el incremento de movimientos y estacionamiento de trenes.

Por otra parte, se han recrecido los andenes, hasta 76 cm, para adaptarse a la normativa europea.

Otras actuaciones que se han llevado a cabo son la reordenación viaria de la zona de la linterna, potenciando el transporte colectivo mediante la ampliación de la dársena de autobuses y la bolsa de taxis. También se ha remodelado la Plaza del Embarcadero y el Patio de Taxis de Méndez Álvaro.

#### 4. Descripción de las estructuras

A continuación se describen las principales actuaciones estructurales del Proyecto de Ampliación de la estación de Atocha.

##### 4.1. Cubierta alta

La cubierta alta es, sin duda, el elemento más singular de esta actuación. Se encuentra situada al sur de la estación, aloja la pasarela de llegadas con sus correspondientes medios de elevación de pasajeros y la pasarela de Méndez Álvaro. La cubierta en sus puntos más altos se alza a unos 20 m de altura con respecto a los andenes de las 13 vías de largo recorrido de la estación. Está constituida por 42 módulos de 17,66 m de longitud en el sentido transversal a las vías y 16,60 m en el sentido longitudinal de estas. El conjunto de todos los módulos forma una cubierta de 99,60 m en el sentido de las vías y de 123,62 m en sentido

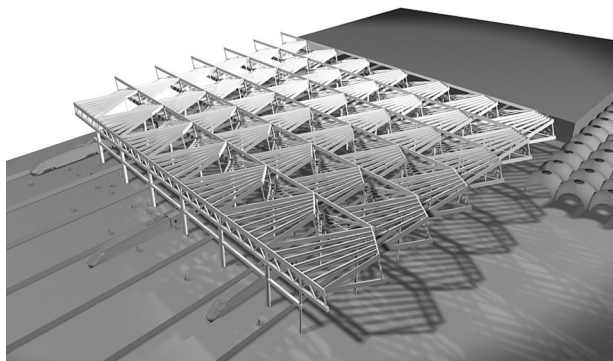


Figura 2. Esquema de la cubierta alta.



Figura 3. Vista desde el interior de la cubierta alta terminada.

transversal a las mismas, teniendo esta dimensión una oblicuidad de  $10,68^\circ$  con respecto a la normal a las vías. La disposición de los pilares es una continuación de la existente en la Sala Hipóstila.

La cubierta está soportada por un conjunto de 42 pilas circulares metálicas de 1 m de diámetro y unos 14 m de altura, dispuestas en las esquinas de cada módulo, de tal forma que el conjunto de 6 módulos situados más hacia el este están volados en esa dirección y, por tanto, solo disponen de pilares en 2 vértices de cada módulo; igual sucede en los 6 módulos situados más al oeste. Los módulos de los extremos se quedan en voladizo en esta fase de la ampliación, aunque tendrán apoyo en las futuras fases.

En el sentido transversal a las vías se disponen 7 vigas en celosía de 5,50 m de canto, empotradas cada una de ellas en un conjunto de 6 pilares (fig. 2). Tanto los cordones superior e inferior de la celosía como las diagonales están compuestos por cajones armados de 0,25 m de ancho, con cantos de 0,88 m en el cordón superior, de 1,20 m en el cordón inferior y de 0,70 m en las diagonales.

Los módulos de la cubierta se sitúan entre las citadas vigas y tienen forma de punta de flecha en planta. El conjunto de la superficie de cada módulo está formado por un paraboloide hiperbólico apoyado en 2 generatrices rectas, prolongándose por uno de sus costados un plano de forma triangular. Las vigas perimetrales que forman el contorno de cada módulo son de sección rectangular de 0,70 o 0,90 m de canto y 0,25 m de ancho, con excepción de 2 de sus lados, que están constituidos por las diagonales de las vigas celosía antes citadas.

La superficie alabeada, un paraboloide hiperbólico, se genera con la disposición de las correas entre la viga superior del lucernario y el cordón inferior de la celosía adyacente, formando ambas un ángulo recto en planta. Dicha superficie queda enmarcada por vigas de contorno con sección cajón cerrado con el mismo ancho que los cordones de las celosías y cantos de 0,88 y 0,90 m. Por su parte, las correas, con sección doble T y ala inferior constituida por tubo estructural, acomodan su ala superior en el plano alabeado, disponiendo a su vez su alma en un plano vertical (fig. 3).

En la zona de la cubierta alta se realiza una nueva cimentación mediante un encepado de micropilotes aprovechando la

cimentación existente solo de cara a las acciones horizontales y desconectándola frente a las verticales.

#### 4.2. Marquesinas bajas

Las marquesinas bajas se sitúan entre la Sala Hipóstila y la nueva cubierta alta, y en la zona sur de los andenes a continuación de la nueva cubierta. En la primera zona estas marquesinas sustituyen a las realizadas en la nueva estación en el año 1992.

Las nuevas marquesinas son en su totalidad metálicas y están situadas 4,50 m por encima de las antiguas, es decir, a unos 10 m de altura respecto al andén. La distribución de los pilares se mantiene respecto a la existente, reutilizando la cimentación en la zona de marquesinas bajas norte existentes y demoliendo el fuste de hormigón.

Las marquesinas están constituidas por una sucesión de pórticos que forman un ángulo de  $79^\circ$  con los andenes y salvan luces máximas de 17,66 m en zona de vías. Las vigas principales se sitúan paralelas a las vías y se apoyan en pilares metálicos cada 16,60 m, tienen sección cajón de acero de 1,00 m de canto y 0,35 m de ancho. Las vigas transversales o secundarias están orientadas en sentido transversal a las vías y se apoyan en las principales cada 4,15 m, siendo perfiles de sección armada en doble T, con ancho 0,165 m y canto variable entre 0,440 y 0,655 m.

Para permitir la entrada de luz natural se disponen lucernarios continuos sobre el eje de las vías. Estos se apoyan sobre correas longitudinales con sección cajón de 0,30 m de canto y 0,15 m de ancho dispuestas sobre las vigas transversales en doble T (fig. 4).

#### 4.3. Pasarela de llegadas

La nueva pasarela de llegadas se localiza casi en la zona central de los andenes, y está cubierta por las marquesinas altas, cruza los andenes a una altura de unos 9 m y los pasajeros pueden acceder a ella a través de rampas mecánicas (2 por andén), escaleras mecánicas (2 por andén), ascensores y escalera convencional. Su finalidad es canalizar el flujo de viajeros de los trenes de llegadas hacia el vestíbulo de llegadas a través del pasillo rodante.



Figura 4. Cubierta baja norte.



Figura 6. Escalera de acceso.

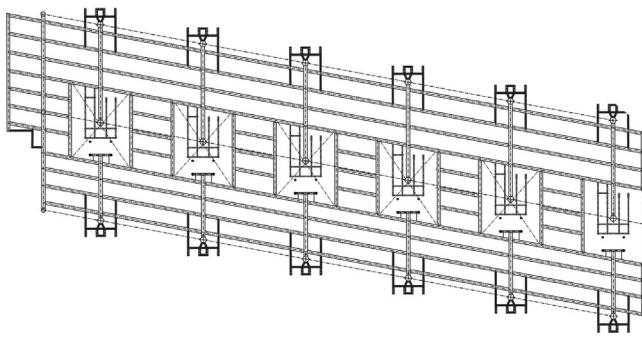


Figura 5. Planta de la pasarela de llegadas.

La pasarela ocupa 2 crujeías de pilares, su ancho es de 33,15 m y tiene una longitud de 103,7 m. En la alineación de pilares centrales están situados los huecos de escaleras y ascensores. En la pasarela desembocan las rampas de acceso desde los andenes y permite acceder a la pasarela de conexión con la calle Méndez Álvaro que se encuentra situada en la parte sur de la cubierta alta, a la misma cota que la pasarela de llegadas.

La estructura se resuelve mediante un entramado de vigas mixtas sobre el que se dispone un forjado igualmente mixto (fig. 5). Dentro del entramado, las vigas longitudinales recogen las cargas sobre el forjado mixto, transmitiéndolas hacia las vigas transversales que se encuentran conectadas a la retícula de pilares que sustentan la cubierta.

Las vigas mixtas tienen una sección metálica en doble T con 1,00 m de canto, y están conectadas con el forjado superior de 0,16 m de espesor, que constituye la capa de compresión de las vigas mixtas, ejecutado a partir de una chapa colaborante de acero de 58 mm de canto y 1,25 mm de espesor.

El acceso a la pasarela desde los andenes se resuelve mediante escaleras y rampas mecánicas, así como ascensores y escaleras tradicionales, diseñándose estas últimas, por motivos arquitectónicos, sin apoyos intermedios en los pilares (fig. 6).

#### 4.4. Pasarela de Méndez Álvaro

La pasarela de Méndez Álvaro se ha construido para permitir en el futuro la conexión peatonal entre la calle Méndez Álvaro

y el futuro vial a diseñar entre la avenida Ciudad de Barcelona y la estación, comunicando los barrios de Delicias y Pacífico. Actualmente la pasarela no tiene acceso, pero se ha construido en esta fase por estar integrada en la ejecución de las nuevas cubiertas sobre los andenes.

La pasarela se sitúa a la misma altura que la de llegadas y sirve de separación entre la zona de marquesinas altas y marquesinas bajas sur. Tiene una anchura de 9,65 m y está apoyada solo en el eje central. Dispone de una cubierta y lateralmente queda completamente cerrada mediante muros cortina de vidrio.

La pasarela salva luces, de 17,66 m, se ha resuelto en estructura metálica mediante una viga cajón inferior de 0,80 m de canto y 0,60 m de ancho y otra superior de 0,80 m de canto por 0,40 m de ancho, que constituye el cordón inferior de una cercha de la cubierta de marquesinas altas. A partir de las vigas cajón principales, tanto de la superior como de la inferior, salen otras con sección doble «T» en voladizo con canto variable, de 0,60 m en el empotramiento y 0,30 m en el extremo. Sobre las ménsulas inferiores se dispone un forjado mixto de hormigón sobre chapa grecada colaborante con 0,16 m de canto, y a partir de las vigas en voladizo superiores se cuelga el falso techo y se dispone el cubrimiento superior, mediante una perfilera secundaria (fig. 7a,b).

#### 4.5. Pasillo rodante

A lo largo de toda una alineación del aparcamiento de cercanías existente, en la zona más próxima a la vía 1 del AVE, se ha construido la galería por donde discurren los pasillos rodantes que conducen a los viajeros desde la pasarela de llegadas hasta el nuevo vestíbulo. Dada la continuidad estética de las cúpulas que cubren el pasillo con las restantes del aparcamiento, se ha optado por mantener y reforzar el mayor número posible de perfiles (fig. 8).

#### 4.6. Vestíbulo de llegadas

El proyecto de ampliación de la estación de Atocha (Fase I) incluye la adecuación de un espacio, en la parte más cercana a la estación del actual aparcamiento de cercanías, para la ubicación

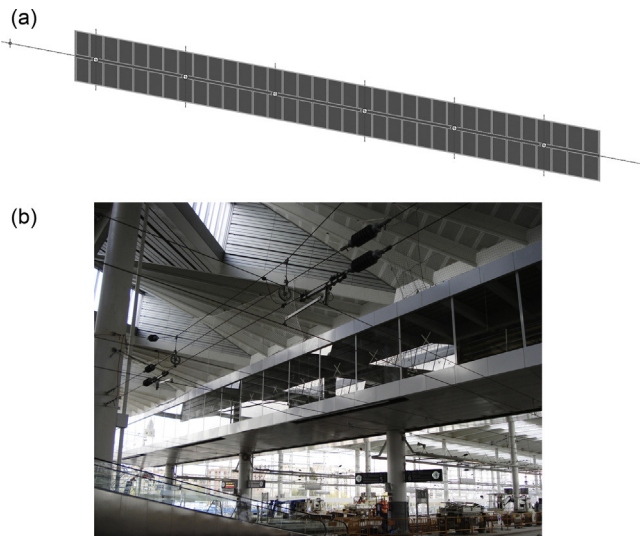


Figura 7. a) Pasarela de Méndez Álvaro, planta. b) Pasarela de Méndez Álvaro, vista durante la ejecución de las obras.

del nuevo vestíbulo. Es un espacio de planta irregular, donde termina el pasillo de comunicación de las llegadas, y desde el que se puede acceder a la estación de cercanías y al aparcamiento en su cota inferior. En la planta superior, a la cual está conectada mediante una escalera convencional, rampas mecánicas y un



Figura 8. Vista de las cúpulas que cubren el pasillo rodante, durante la ejecución de las obras.

ascensor, se accede a la calle, la bolsa de taxis y el intercambiador de autobuses.

El vestíbulo a la cota 628 (cota de acera) está constituido por una losa mixta formada con vigas metálicas alveoladas de 0,65 m de canto y losa de 0,20 m de canto, con agujeros de 400 mm de diámetro separados 600 mm entre centros, colocadas cada 1,90 m aproximadamente. Esta losa se apoya en la losa actual existente y en una celosía con cruces de San Andrés colocada paralelamente al actual borde de la acera. Los alvéolos permiten el paso de las instalaciones del nuevo vestíbulo.

La celosía está rematada en su parte inferior por una viga de 1,00 m de ancho y 1,45 m de canto, no teniendo cordón superior, rematándose en crestas que siguen las diagonales de la celosía.

Sobre la losa de vestíbulo se halla una cubierta que se apoya en la celosía descrita anteriormente, definiendo por tanto su geometría las crestas de la misma. La cubierta está formada por perfiles en forma de L en las limatesas y limahoyas, unidas en un plano de la cresta por tubos metálicos paralelos entre sí y perpendiculares a la viga, de  $200 \times 180$  mm, y en el otro por una celosía en cruces de San Andrés de tubos de  $180 \times 180$  mm. La distancia entre las limatesas y las limahoyas es de 1,90 m aproximadamente. Esta cubierta tiene un voladizo de 14,40 m, siendo la distancia máxima entre el apoyo y la celosía de 23 m. Esta actuación se describe más adelante en el apartado 6.2.1.

#### 4.7. Rampas de catering

Las rampas de catering desembocan en los andenes desde una galería transversal subterránea situada al sur de los mismos, en su zona curva, provocando estrechamientos en los gálibos para los viajeros. Antes de la ampliación esto no suponía ningún problema, puesto que los trenes estacionaban preferentemente en la zona norte de los andenes. Sin embargo, con el nuevo sistema de explotación, donde los trenes de llegadas estacionan en el sector sur, es preciso solucionar este problema para cumplir con la normativa vigente.

Las nuevas rampas se sitúan coincidiendo con las antiguas pero son ligeramente más estrechas. Al adelantarse su bocana se ha incrementado el tramo en túnel, siendo también necesario adelantar el cierre superior de las rampas. Para no modificar la pendiente ni afectar al gálibo vertical, la losa de cierre superior se ha construido con canto variable. El estrechamiento de la sección se ha realizado mediante unos muros conectados a los existentes (fig. 9).

Se han resuelto las distintas interferencias entre los pilares de marquesinas bajas sur y las rampas. En las zonas de rampa abiertas se han hecho arrancar los pilares sobre pórticos metálicos, que puentean la rampa (fig. 10). Los pilares que nacen de las nuevas losas de cierre de las rampas han sido tenidos en cuenta desde el principio en el dimensionamiento de las mismas. Por último, aparecen pilares nuevos sobre la cubierta de la galería transversal existente, que se han resuelto ejecutando vigas cargadero sobre la cubierta, cimentadas con micropilotes, para evitar la transmisión de cargas a la estructura existente.



Figura 9. Rampas de catering durante la ejecución.

## 5. Actuaciones en las vías: marquesinas

### 5.1. Bases de proyecto

#### 5.1.1. Requisitos

Los objetivos que se persiguen al proyectar, construir, utilizar y mantener una estructura son básicamente dos. Por un lado, la resistencia y la estabilidad de la estructura deben ser las adecuadas para no generar riesgos inaceptables [1–3]—suponiendo que el umbral entre riesgos aceptables e inaceptables sea conocido—y, por otro lado, su comportamiento en servicio debe responder a las necesidades de los usuarios, establecidas en función del uso previsto de la obra. La verificación de la fiabilidad de una solución estructural previamente concebida [5], para los escenarios de riesgo relevantes, se puede realizar bien mediante procedimientos implícitos aplicando las reglas normalizadas, basadas en el método de los coeficientes parciales, bien justificando de manera explícita que los riesgos inherentes a una determinada



Figura 10. Rampas de catering, aspecto terminado.

estructura se mantengan por debajo del umbral de los aceptados [4].

La etapa del análisis cualitativo es de una importancia fundamental, ya que los riesgos o los escenarios no detectados tampoco se tendrán en cuenta en la continuación del proceso. Si se detectan todos los riesgos y escenarios objetivamente conocidos, la posterior adopción de las medidas más adecuadas para mitigarlos resultará relativamente fácil, reduciendo de esta manera los riesgos residuales asociados con una determinada solución, y simultáneamente optimizando sus costes [6].

#### 5.1.2. Acciones e influencias

Para las cubiertas de la ampliación de la estación de Atocha se identifican amenazas relevantes pertenecientes a dos categorías, respectivamente, las debidas al entorno natural y las actividades humanas. Las siguientes amenazas forman parte de la primera categoría:

- Desviaciones relativas a los modelos admitidos para las acciones climáticas debidas a viento, nieve o temperatura.
- Carga excesiva sobre la estructura provocada por una granizada o el agua de lluvia, en combinación con un fallo en el sistema de desagüe.
- Desviaciones relativas a los valores admitidos para la resistencia del terreno.
- Acciones químicas.

Forman parte de la segunda categoría las siguientes amenazas:

- Carga excesiva sobre la estructura inducidas por actuaciones de mantenimiento.
- Errores humanos tales como desviaciones relativas a los valores considerados para las imperfecciones de fabricación, mecanismos de deterioro por falta de mantenimiento, acciones o influencias no consideradas, etcétera.

En los siguientes apartados se exponen las medidas adoptadas en las nuevas marquesinas de la ampliación de Atocha para mitigar los riesgos asociados con las acciones del viento y la nieve. Estas consisten en el establecimiento teórico y experimental de los parámetros que definen estas acciones, con el fin de obtener unos modelos realistas. Dichos modelos se utilizan a continuación a efectos del dimensionado estructural mediante el método de los coeficientes parciales. Este procedimiento permite dotar la estructura con una rigidez y una resistencia suficientes para cumplir los requisitos establecidos con una fiabilidad adecuada (apartado 5.1.1), siempre y cuando la planificación, la ejecución y la evaluación de los ensayos y desarrollos teóricos estén en consonancia con el formato de seguridad de la normativa aplicada [7].

#### 5.1.3. Viento

**5.1.3.1. Generalidades.** La distribución y el valor de las presiones que ejerce el viento sobre un edificio y las fuerzas resultantes dependen de la forma y de las dimensiones de la obra, de las características y de la permeabilidad de su superficie, así como de la dirección, de la intensidad y de las ráfagas del viento. Estas fuerzas se pueden determinar como la suma de las presiones

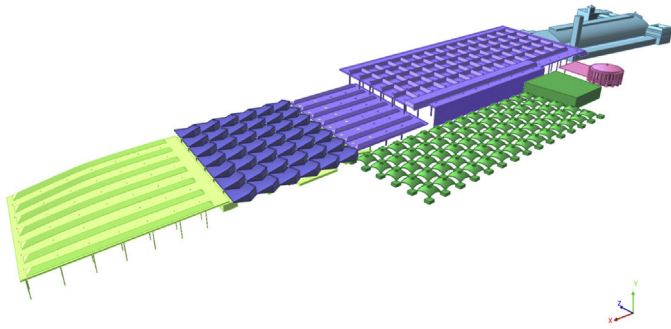


Figura 11. Modelo de cálculo para la simulación numérica de las acciones del viento [9].

locales que actúen sobre las diferentes zonas de las superficies exterior (1) e interior (2) de un edificio, donde una presión positiva representa una fuerza por unidad de área dirigida contra la superficie:

$$q_e = c_{pe} \cdot c_e \cdot q_b \quad (1)$$

$$q_i = c_{pi} \cdot c_e \cdot q_b \quad (2)$$

$c_{pe}$ ;  $c_{pi}$  coeficientes de presión exterior e interior, respectivamente;  $c_e$  coeficiente de exposición;  $q_b$  valor básico de la presión dinámica del viento.

Las normas para las acciones sobre las estructuras, por ejemplo el Código Técnico de la Edificación [8], contienen información suficientemente precisa tanto para el valor básico de la presión dinámica del viento, que depende de su velocidad básica, como para los coeficientes de exposición. Por el contrario, ni en las normas de acciones ni en la literatura especializada se encuentran coeficientes de presión para cubiertas con una geometría que se asemeje a la de la cubierta de la estación de Atocha. Para casos como este, en los que el coste de la construcción y sus características poco habituales lo justifiquen, es recomendable realizar ensayos en túnel de viento.

**5.1.3.2. Simulación numérica.** En lugar de realizar un ensayo en túnel de viento tradicional, se utilizó para el estudio un programa de cálculo dinámico de fluidos (CFD, en sus siglas en inglés) [9], en el que se introduce un modelo de toda la estación, tanto de los nuevos elementos como de los volúmenes de la estación anterior a la ampliación (fig. 11). Con este modelo se realizan distintas simulaciones, considerando 4 ángulos representativos para la incidencia del viento, respectivamente en sentido longitudinal de la estación ( $\varphi = 0^\circ$ ), transversal ( $\varphi = 79^\circ$ ;  $259^\circ$ ) y diagonal ( $\varphi = 135^\circ$ ) (fig. 12). En cada caso se analizan los coeficientes de presión, tanto exterior como interior, sobre cada superficie, así como los coeficientes de arrastre y sustentación globales sobre la estructura completa. Una vez obtenidos los coeficientes anteriores, es posible establecer las fuerzas estáticas equivalentes a la acción del viento en cada una de las superficies de la cubierta (apartado 5.1.3.3).

**5.1.3.3. Resultados.** Para la representación de los coeficientes de presión obtenidos en el estudio numérico, la cubierta alta se divide en diferentes zonas, agrupando en cada una de ellas

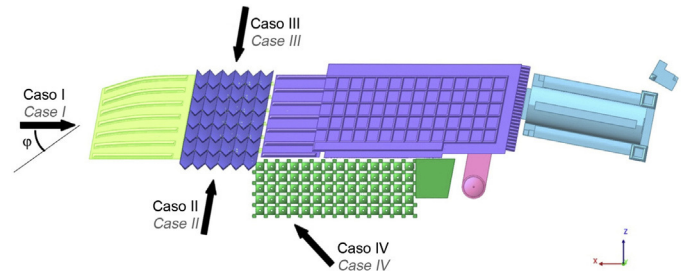


Figura 12. Ángulos de incidencia considerados en el estudio del viento [9].

aquellos módulos para los que las condiciones de exposición resultan comparables. A título de ejemplo, en la figura 13 se reflejan los coeficientes de presión exterior e interior obtenidos para los módulos nororientales de la cubierta alta (Zona A). Para los mismos módulos también se representan los coeficientes de sustentación, correspondientes a la suma vectorial de los coeficientes de presión exterior e interior. Los coeficientes de fuerza, por otro lado, se obtienen mediante integración de los coeficientes de sustentación sobre toda la superficie de la estructura. Sus componentes se suelen representar según un sistema de coordenadas ortogonales.

El valor máximo del coeficiente de sustentación se observa en los módulos de la crujía sur de la cubierta alta (Zonas I, J, K) para un ángulo de incidencia del viento de  $\varphi = 0^\circ$ :

$$c_{l,\max} = (c_{pe} - c_{pi})_{\max} = 1,2 \quad (3)$$

$c_{l,\max}$  coeficiente de sustentación máximo.

El mismo valor máximo también se obtiene para los módulos de la crujía norte (Zonas A, B, C) para un ángulo de incidencia del viento de  $\varphi = 135^\circ$ . Un valor positivo del coeficiente de sustentación corresponde a una fuerza por unidad de área dirigida hacia abajo (presión). Utilizando el anterior valor en combinación con el valor básico de la presión dinámica del viento y el coeficiente de exposición, determinados según la normativa en vigor [8], se obtiene el siguiente valor característico para la presión local máxima sobre las superficies inclinadas de los módulos de las crujías norte y sur de la cubierta alta:

$$q_{w,CFD,\max} = c_{l,\max} \cdot c_e \cdot q_b = 1,2 \cdot 1,71 \cdot 0,42 = 0,86 \frac{kN}{m^2} \quad (4)$$

$q_{w,CFD,\max}$  valor característico de la presión local máxima del viento, según el análisis numérico.

De manera análoga, de los resultados del estudio numérico se extrae el valor mínimo del coeficiente de sustentación. Se produce para un ángulo de incidencia del viento de  $\varphi = 259^\circ$ , en las crujías occidentales de la cubierta alta (Zonas C, G, H). Con este valor, que por ser negativo corresponde a una fuerza por unidad de área dirigida hacia arriba (succión), el valor básico de la presión dinámica del viento y el coeficiente de exposición, se obtiene el valor característico de la presión local mínima sobre las superficies inclinadas de los citados módulos:



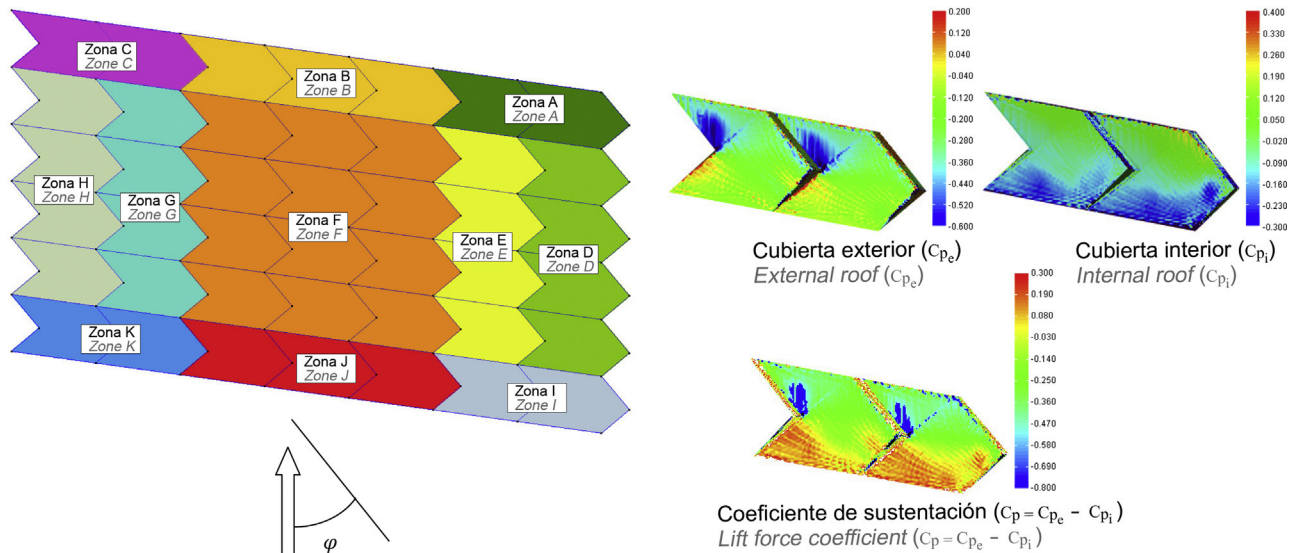


Figura 13. Vista en planta de la cubierta alta con las zonas consideradas para la representación de los coeficientes de presión; resultados para la zona A [9].

$$\begin{aligned} q_{w,CFD,\min} &= c_{l,\min} \cdot c_e \cdot q_b = -1,0 \cdot 1,71 \cdot 0,42 \\ &= -0,72 \frac{kN}{m^2} \end{aligned} \quad (5)$$

$q_{w,CFD,\min}$  valor característico de la presión local mínima del viento (succión), según el análisis numérico.

De acuerdo con lo anterior, sobre las superficies inclinadas de los módulos noroccidentales (Zona C) pueden actuar tanto las presiones locales máxima como mínima (succión), según el ángulo de incidencia del viento. Se trata de una zona de esquina de la cubierta, donde la acción del viento suele ser extrema. No obstante, también existen unos módulos alejados de las esquinas de la cubierta en los que bien la presión (Zonas B, J), bien la succión (Zona G), alcanzan valores extremos.

Por otro lado, la fuerza global del viento actuando sobre la estructura se obtiene a partir de los coeficientes de fuerza arriba mencionados, que se deben multiplicar por la correspondiente superficie de referencia, en el presente caso la proyección en planta de la cubierta alta, el valor básico de la presión dinámica del viento y el coeficiente de exposición. Esta fuerza se descompone según el mismo sistema de coordenadas empleado para los coeficientes de fuerza. Debido a la concepción de las marquesinas en forma de pórticos, desde el punto de vista del comportamiento y de la seguridad estructural la componente horizontal de la fuerza del viento resulta determinante. La situación más desfavorable se produce para un ángulo de incidencia del viento de  $\varphi = 259^\circ$ , con un valor característico de:

$$Q_{w,h,CFD} = 800 \text{ kN} \quad (6)$$

$Q_{w,h,CFD}$  valor característico de la componente horizontal de la fuerza del viento, según el análisis numérico.

Los valores obtenidos para los otros ángulos de incidencia investigados, aunque más reducidos, son del mismo orden de magnitud. Por último, cabe mencionar que, contrariamente a las presiones locales anteriormente mencionadas que influyen fuertemente en el dimensionado de los elementos estructurales y no estructurales con pequeñas áreas de influencia, la componente

vertical de la fuerza del viento es de una relevancia muy reducida para el comportamiento y la seguridad estructural del sistema global.

**5.1.3.4. Beneficios.** A pesar de que las normas para las acciones en la edificación no contienen información sobre los coeficientes de presión ni de fuerza para la cubierta alta de la ampliación de la estación de Atocha (apartado 5.1.3.1), mediante consideraciones de analogía y verosimilitud, las presiones locales y las fuerzas globales debidas al viento se pueden estimar a partir de las reglas normalizadas [8,10].

Resulta interesante comparar las acciones debidas al viento estimadas de esta manera con las deducidas a partir de un análisis numérico. En el presente caso, el primer enfoque resulta conservador, con la excepción de la presión local del viento: una interpretación prudente de las reglas normalizadas [8,10] conduce, para los módulos laterales, a un valor característico sensiblemente igual al obtenido sobre la base del estudio numérico (ecuación 4). En los casos de la succión en los módulos laterales y, sobre todo, de la componente horizontal de la fuerza global del viento sobre la cubierta alta, la reducción obtenida a través del estudio numérico es notable: del 55 y del 80%, respectivamente. Estas reducciones conducen a unos beneficios indudables en el dimensionado de los elementos estructurales de la cubierta, particularmente las correas, los nudos que deben ser rígidos para asegurar la estabilidad de los pórticos, así como las cimentaciones profundas con micropilotes que resultan muy sensibles frente a fuerzas horizontales. Además, unos valores más reducidos para la succión del viento también influyen positivamente en el dimensionado de las chapas de cubrición y de sus fijaciones.

#### 5.1.4. Nieve

**5.1.4.1. Generalidades.** La distribución y la intensidad de la carga de nieve sobre una estructura en general, y en particular sobre la cubierta de un edificio, dependen de factores climatológicos, de la topografía del terreno colindante, de la cercanía

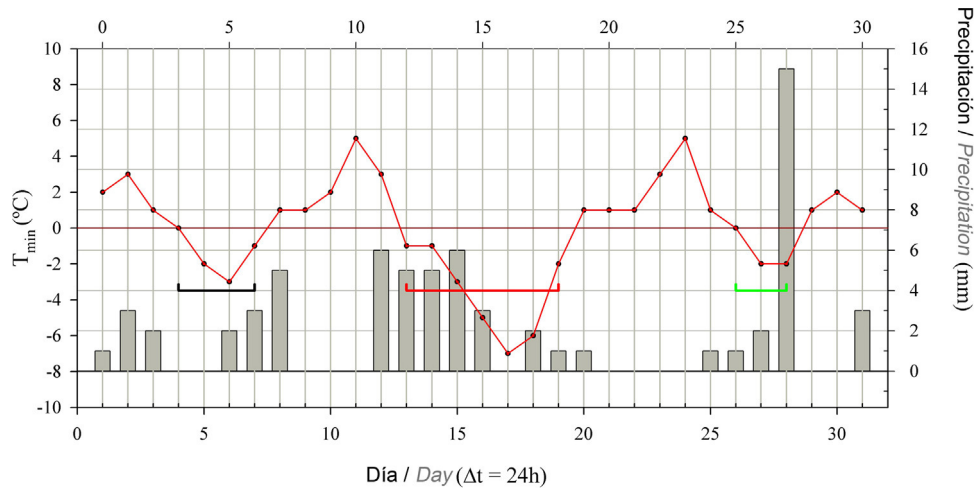


Figura 14. Representación esquemática del procedimiento adoptado para la determinación de la precipitación máxima mensual en forma de nieve [12].

de otros edificios u obstáculos, de la forma y del emplazamiento de la obra, de los efectos del viento, de las características de la cubierta y de los intercambios térmicos en su superficie. En la determinación de la carga de nieve sobre una cubierta, a efectos de su análisis estructural, se deben tener en cuenta de manera explícita por lo menos la influencia de la altitud del lugar, del clima regional, de la forma de la cubierta y de la exposición de la obra.

La mayoría de los modelos disponibles para la determinación de la carga de nieve solo son de aplicación en cubiertas expuestas a unas condiciones normales de viento, con un depósito natural de la nieve. Es el caso de los modelos del Código Técnico de la Edificación [8] y del Eurocódigo [11], según los cuales la carga de nieve sobre la cubierta  $q_s$ , se puede determinar a partir de la relación:

$$q_s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s \quad (7)$$

$s$  carga de nieve sobre el terreno horizontal;  $\mu_i$  coeficiente de forma de la cubierta;  $C_e$  coeficiente de exposición;  $C_t$  coeficiente térmico.

A través de la carga de nieve sobre un terreno horizontal, protegido del viento y situado en un lugar representativo para la obra, se tiene en cuenta la influencia del clima regional y de la altitud del lugar. Según las normas [8] y [11], esta carga se debe tener en cuenta a través de su valor característico  $s_k$ , basado en un periodo de retorno de 50 años o, en otras palabras, a través del valor cuya probabilidad anual de ser sobrepasado es del 2%.

El coeficiente de forma de una determinada cubierta  $\mu_i$  tiene en cuenta la relación entre las cargas de nieve sobre, respectivamente, esta cubierta y un terreno horizontal cercano a la obra. Debido a que una nevada puede estar acompañada o seguida de viento, el depósito de la nieve sobre la cubierta puede ser irregular. Por este motivo, las normas [8] y [11] introducen dos diferentes familias de coeficientes de forma para las cubiertas expuestas a unas condiciones normales de viento, permitiendo tener en cuenta las siguientes disposiciones de la carga de nieve:

- Depósito uniforme, sin transporte por el viento.
- Depósito irregular, debido al transporte por el viento.

En edificios con cubiertas múltiples de diferentes niveles se debe tener en cuenta, además, el posible deslizamiento de la nieve desde las zonas superiores hacia las inferiores.

El coeficiente de exposición  $C_e$  tiene en cuenta la influencia de diferentes factores sobre la carga de nieve, como son los relacionados con la topografía, la cercanía de otras estructuras u obstáculos, las condiciones de viento y la radiación solar. Finalmente, el coeficiente térmico  $C_t$  tiene en cuenta la influencia de las propiedades térmicas de la cubierta sobre la carga de nieve así como del régimen térmico en el interior del edificio.

La información contenida en las normas para la determinación de los parámetros de los que depende la carga de nieve sobre una cubierta (ecuación 7) suele ser conservadora. Es el caso también del Código Técnico de la Edificación [8]. Mientras que, en



Figura 15. Muro cortina durante la ejecución de las obras.

el marco de un proyecto estructural, resulta imposible actualizar los coeficientes de forma, exposición y térmico, es relativamente fácil hacerlo para el valor característico de la carga de nieve sobre el terreno, siempre y cuando exista una estación climatológica ubicada en un lugar protegido en las cercanías de la obra, con registros de datos suficientemente largos y fiables. En el parque del Retiro, situado en las inmediaciones de la estación de Atocha, existe un observatorio termo-pluviométrico que cumple con estos requisitos. Por este motivo parece interesante determinar la carga de nieve sobre el terreno a partir de los registros de este observatorio.

**5.1.4.2. Metodología.** Las estaciones climatológicas de la red de la Agencia Estatal de Meteorología (AEMET) no registran directamente ni el espesor ni la densidad de las precipitaciones acumuladas en forma de nieve, por lo que el estudio está basado en un método indirecto de evaluación del equivalente en agua de la capa de nieve [12]. En función de los datos meteorológicos disponibles en una determinada estación, se establece la precipitación acumulada en las rachas de días sucesivos con temperaturas mínimas iguales o inferiores a cero grados (fig. 14). Una vez computada la precipitación en cada una de las rachas que cumplen con esta condición, y asumiendo que la nieve desaparezca por fusión en el intervalo entre 2 rachas sucesivas, se identifica para cada mes el valor de la precipitación máxima mensual en forma de nieve. Al tratarse de la medida equivalente en agua de la cantidad de nieve acumulada, la conversión a una carga gravitatoria de nieve no requiere consideración alguna sobre la densidad de la nieve en función de la altitud.

A partir de los datos correspondientes a una determinada estación, establecidos según el anterior procedimiento, se determina el valor de la carga de nieve sobre el terreno horizontal cuya probabilidad anual de ocurrencia es del 2%. A estos efectos se tiene en cuenta que en varios estudios, por ejemplo [13], se ha demostrado que los valores extremos anuales para diferentes variables hidrológicas se ajustan adecuadamente a la denominada ley de distribución de frecuencias de Gumbel [14].

Con el valor medio  $\mu_x$ , y la desviación típica  $\sigma_x$ , de la carga de nieve máxima anual, determinados a partir de la serie de valores máximos correspondientes a la estación considerada, y asumiendo la función de distribución mencionada [14], se establece el valor con el periodo de retorno de 50 años. Según las normas [8] y [11] este valor corresponde al valor característico de la carga de nieve sobre el terreno horizontal en la estación analizada.

**5.1.4.3. Resultados.** Para la estación climatológica del Retiro existen datos para el periodo de tiempo que abarca desde el año 1901 hasta 2002. Teniendo en cuenta únicamente los valores correspondientes a los inviernos con nevadas, la evaluación estadística según la metodología esbozada en el apartado anterior conduce a un valor característico de la carga de nieve sobre el terreno de  $s_{k,Retiro} = 0,24 \text{ kN/m}^2$ . De la misma manera se determinan también los valores característicos para otras estaciones climatológicas situadas en Madrid y con series de valores extremos suficientemente largas, concretamente Madrid Chamartín,  $s_{k,Chamartin} = 0,295 \text{ kN/m}^2$ , y Puerta

de Hierro,  $s_{k,PuertaHierro} = 0,27 \text{ kN/m}^2$ . Sobre la base de estos resultados, se adopta conservadoramente para el valor característico de la carga de nieve sobre el terreno en la estación de Atocha:

$$s_{k,Atocha} = 0,30 \text{ kN/m}^2 \quad (8)$$

Si para el peso específico de la nieve durante el periodo del año en el que la carga es máxima se asume un valor de  $\rho = 1,5 \text{ kN/m}^3$  [8], el anterior valor característico equivale a un espesor de la capa de nieve de 0,2 m, lo que subjetivamente parece verosímil.

**5.1.4.4. Beneficios.** Para un determinado lugar, el valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal, obtenido a partir de unos datos experimentales fiables tal y como se explica en los apartados anteriores, se puede comparar con el valor característico correspondiente que resulta de la aplicación de la normativa en vigor [8]. Para la estación de Atocha, el beneficio obtenido a través de la evaluación de los registros de las estaciones climatológicas de Madrid es considerable, con una reducción del orden del 50% de la carga de nieve normalizada [8]. Esta diferencia, que conduce a unos beneficios considerables en el dimensionado de las correas y de otros elementos estructurales y no estructurales de la cubierta, podría parecer sorprendente teniendo en cuenta que los datos de las 3 estaciones arriba mencionadas también se han tenido en cuenta en la definición de las formulaciones de la norma [8]. No obstante, tiene una explicación racional, teniendo en cuenta las grandes dispersiones en las 1.024 series de valores de la carga de nieve máxima anual [12] que se trataba de cubrir mediante el modelo de la carga de nieve sobre el terreno de la norma [8].

## 5.2. Concepción estructural

### 5.2.1. Muro cortina

La ampliación de las cubiertas sobre los andenes hacia la playa de vías hace necesaria la ejecución de un nuevo muro cortina para proteger a los usuarios de las inclemencias del tiempo (fig. 15). Este muro cortina comienza en el mismo punto que la cubierta baja sur y se prolonga a lo largo del muro de separación con las vías de cercanías hasta el final de la cubierta.



Figura 16. Cimentación de la cubierta baja norte.

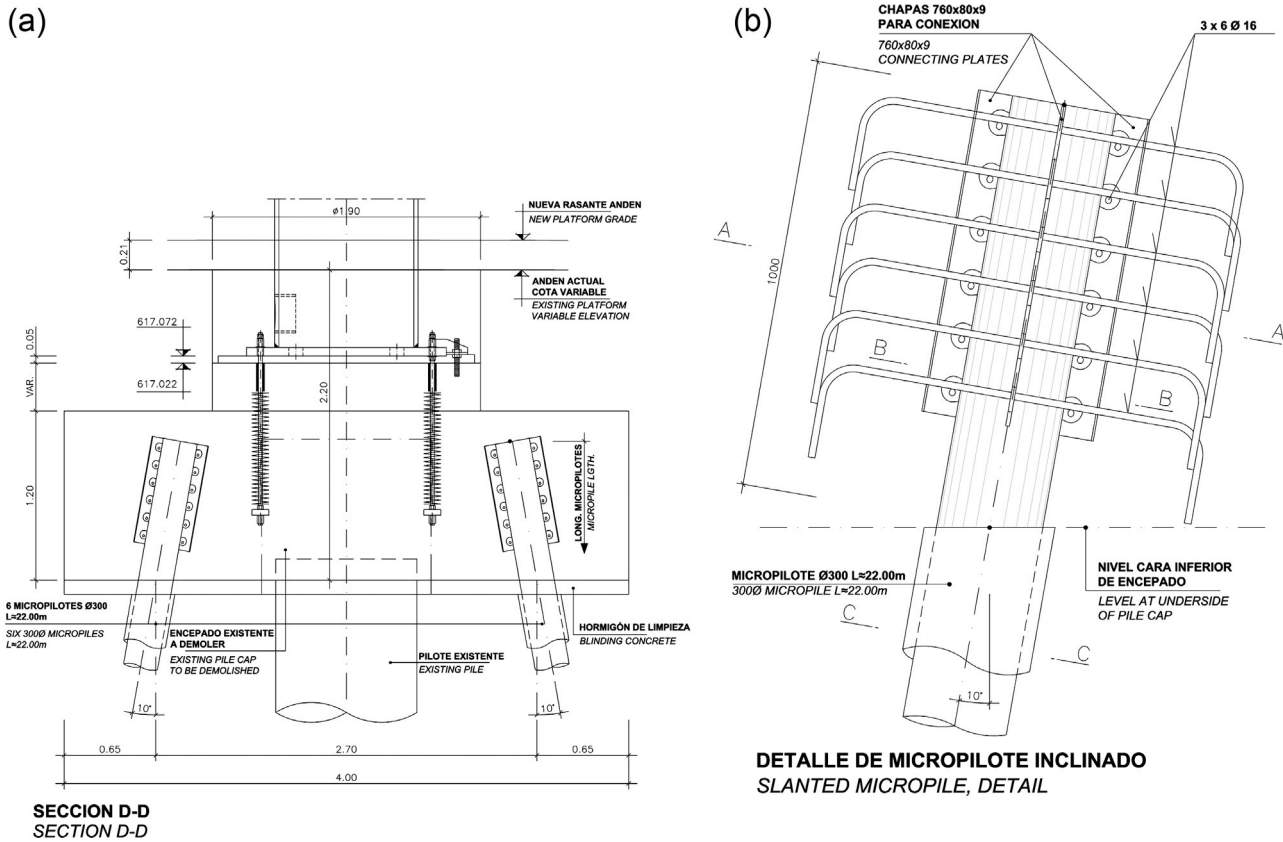


Figura 17. Encepado de la cubierta baja norte con detalle de conexión del micropilote.

El muro cortina, compuesto por montantes verticales dispuestos cada 4,15 m y unidos por medio de travesaños, se apoya sobre una viga con sección trapezoidal, la cual descansa a su vez sobre pilares metálicos circulares separados 16,60 m y alineados con los pilares que sustentan la cubierta. Por otra parte, las correas extremas de cubierta proporcionan apoyo horizontal al muro y a su vez le transmiten la carga vertical correspondiente.

Los montantes y travesaños se materializan mediante tubos rectangulares de 0,30 × 0,17 m y tubo circular de 0,12 m de diámetro, respectivamente, presentando la viga trapezoidal un canto de 0,80 m y ancho variable entre 0,40 y 0,50 m, coincidente este último con el diámetro de los pilares circulares de apoyo.

### 5.2.2. Cimentaciones

Las cimentaciones son parte fundamental de toda obra, pero en este caso requieren especial atención debido a la obligada actuación en un entorno condicionado por numerosas intervenciones anteriores, además del diseño particularizado de cada cimentación en cada pilar de la estructura, debiendo compatibilizar distintos condicionantes y sortear diferentes problemas en cada una de ellas. Además, debido a la existencia de numerosas galerías de servicio e instalaciones cuya ubicación exacta se obtendría durante la ejecución, la cimentación de cada elemento se adaptaba de forma particularizada. Resulta por tanto una cimentación a la carta en la que no son factibles los detalles tipo.

La cimentación de la cubierta baja norte se resuelve mediante el aprovechamiento de los pilotes de la cimentación existente,

disponiendo las esperas necesarias para el anclaje de los nuevos pilares metálicos en los encepados (fig. 16).

Para la cubierta alta y la cubierta baja sur, así como para el muro cortina, se ejecutan nuevas cimentaciones profundas mediante micropilotes. El uso generalizado de micropilotes, incluso en el caso de las grandes cargas transmitidas por la cubierta alta, viene impuesto por los problemas de accesibilidad a la obra, proporcionando un acceso más sencillo y una mayor movilidad de la maquinaria, permitiendo además un buen rendimiento de ejecución.

Por su parte, los 2 tipos de micropilote empleados, con diámetros de 200 y 300 mm, respectivamente, presentan armados con tubo estructural de acero S355, totalmente compatible para soldar las cartelas necesarias para la transmisión de las elevadas cargas entre encepado y micropilote (fig. 17).

### 5.3. Detalles constructivos

#### 5.3.1. Nudos de cubierta alta

La concepción y el dimensionado de nudos es fundamental en el diseño, ya que estos, además de adaptarse a los encuentros complejos derivados de la geometría, deben aportar la rigidez y la resistencia necesarias para la transmisión de esfuerzos entre elementos, permitiendo a su vez un montaje sencillo para que la ejecución de la estructura se pueda realizar sin interrumpir el funcionamiento de la estación (fig. 18).

En esta línea, y debido a la presencia de elementos repetitivos asociados a la modulación presente en la estructura, se estudió



Figura 18. Nudo de cubierta alta durante el montaje.

la posibilidad de ejecutar los mismos en fundición, aunque finalmente se desechó la opción por falta de plazo pese a las ventajas económicas y estructurales de la solución.

En su lugar, se optó por una solución armada, simplificando al máximo los detalles constructivos mediante el estudio detallado de los esfuerzos que solicitan cada nudo y la transmisión de esfuerzos entre elementos, identificando el recorrido de las fuerzas a través de la unión, disponiendo consecuentemente los rigidizadores estrictamente necesarios y seleccionando la tipología de cada soldadura. En los casos específicos en que se renuncia a disponer rigidización en el interior de los perfiles cajón se recurre al cálculo mediante elementos finitos, considerando tanto la no linealidad geométrica como de materiales, estableciendo los criterios de plastificación real del detalle y validando la idoneidad del mismo (fig. 19).

### 5.3.2. Empotramiento de pilares

Según el ángulo de incidencia del viento, una determinada zona de la cubierta puede estar sometida respectivamente a una presión o succión (apartado 5.1.3). Además, por la interacción entre el viento y la cubierta también se pueden generar efectos dinámicos. Todo ello se traduce en unas solicitaciones variables

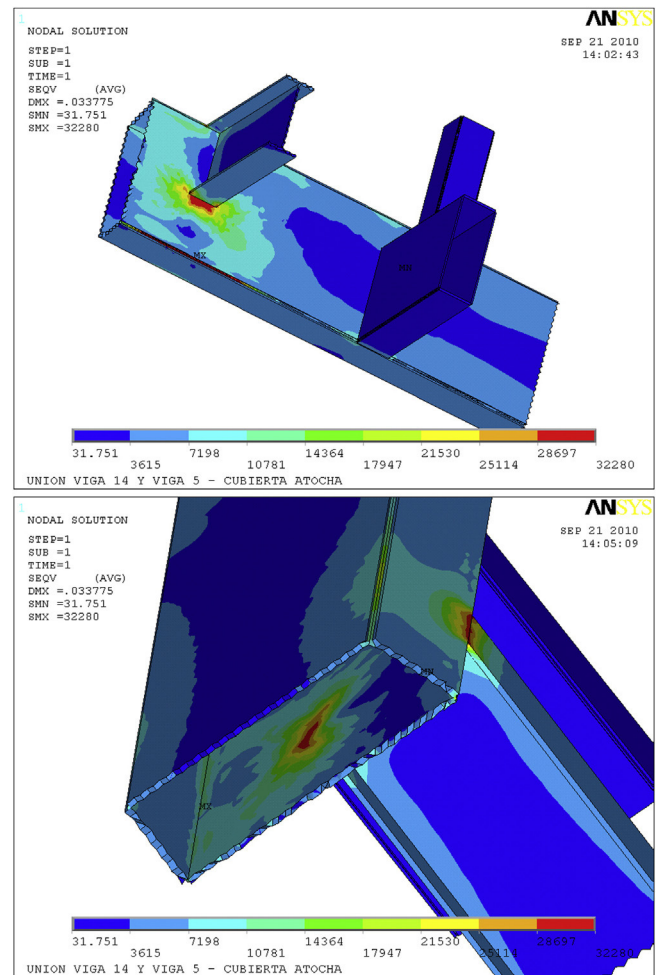


Figura 19. Análisis de un nudo sin rigidización.

repetidas en los anclajes entre las placas base de los pilares y los encepados (figs. 16 y 17). Debido a que el parámetro fundamental del que depende la resistencia a la fatiga de un determinado detalle constructivo es la diferencia de tensiones, resulta esencial reducir esta diferencia en los anclajes, lo que se consigue al pretensarlos. La fuerza de pretensado se determina de manera que la carga máxima de fatiga no produzca despegue alguno entre la placa base y el hormigón del encepado. De esta forma, la variación de la fuerza que solicita los anclajes resulta muy inferior a la variación que resultaría en la misma unión sin pretensar. Según el caso, la reducción puede ser del orden del 90% o incluso del 95%, evitando de esta manera cualquier posible problema de deterioro inducido por cargas variables repetidas.

## 6. Intervenciones en el edificio

### 6.1. Intervenciones sobre la estructura del edificio existente

#### 6.1.1. Descripción de las estructuras existentes afectadas por la remodelación

En el conjunto de actuaciones sobre la estructura existente, jugaron un papel de particular relevancia el refuerzo de la losa de cubierta de los andenes de cercanías y la ampliación de esta

para garantizar una conexión suficiente entre la pasarela perpendicular a las vías del AVE y el pasillo rodante que lleva a los pasajeros al nuevo vestíbulo de llegadas.

La losa de cubierta de los andenes de cercanías está constituida, según la zona, por los siguientes sistemas estructurales:

- Una losa nervada continua, de 60 cm de canto, con nervios principales de 180 cm de ancho constituyendo, junto con soportes de hormigón de sección rectangular o cuadrada, pórticos de 2 vanos con luces de hasta 14,00 m. Los nervios secundarios, de 60 cm de ancho, discurren perpendicularmente a los pórticos y tienen luces de 9,10 o 5,20 m, alternadas.
- Una losa maciza de 16 cm de espesor sobre un emparillado de vigas de hormigón constituido por: a) unas vigas principales postesadas de 2 vanos de  $2 \times 38,50$  m de luz separadas 15,00 m entre sí; b) unas vigas secundarias armadas de 13,50 m de longitud.

### 6.1.2. Losa nervada de cubierta de los andenes de cercanías

En el interior del nuevo vestíbulo de llegadas, la losa nervada de cubierta de los andenes de cercanías (cota 628) se ve afectada por la introducción de un nuevo centro de transformación y de nuevos núcleos de comunicación —ascensores, escaleras y rampas— entre el nivel del pasillo rodante y el nivel superior de calle en las inmediaciones de la linterna del intercambiador de autobuses.

El concepto fundamental que ha presidido cualquier solución estructural ha sido el de minimizar las intervenciones sobre la estructura existente, para evitar cualquier problemática de interacción con el uso público. Se comprobó que la losa nervada no era capaz de aguantar incrementos significativos de cargas, respecto a las estrictas de peso propio y cargas muertas. En la definición de las actuaciones de refuerzo necesarias para cumplir los requisitos normativos se distinguió entre zonas sin incrementos significativos de cargas respecto a la situación previa a la remodelación, y zonas localizadas con grandes incrementos puntuales de carga.

**6.1.2.1. Zonas sin incrementos significativos de cargas.** Los planos *as-built* disponibles definían de manera suficientemente precisa la geometría y las armaduras de la losa nervada objeto de estudio. Además, las catas puntuales realizadas en el comienzo de las obras confirmaron la cuantía de armado representada en los planos, factores que permitieron un estudio riguroso del estado tensional y deformativo de la losa, con las cargas que habrían actuado una vez llevada a cabo la remodelación. De este análisis resultó que los nervios secundarios tenían recursos suficientes para aguantar los leves incrementos de carga, sin excesivo margen pero respetando en todo momento los coeficientes de seguridad definidos por la normativa actual. Sin embargo, en el caso de los nervios principales de pórticos, los coeficientes de seguridad se reducían considerablemente y el hecho de que en la situación original no se observara una fisuración apreciable de los mismos no era garantía de un buen comportamiento en fase final, dado que en la zona analizada

no se habían aplicado nunca las sobrecargas de proyecto, ni el pavimento alcanzaba los valores de carga muerta indicados en los planos.

En el nivel inferior a la losa nervada, y en correspondencia con cada pareja de pórticos a distancia 5,20 m, se hallan las escaleras mecánicas de acceso a los andenes de cercanías. Los nervios principales a reforzar se encuentran por encima de nichos en los tabiques a los 2 lados de cada escalera mecánica. Estas condiciones geométricas muy favorables permitieron la colocación de soportes metálicos esbeltos en correspondencia con los centros de vano de dichos nervios, permitiendo una actuación de extrema eficacia y rapidez, que se llevó a cabo en las horas nocturnas de cierre del servicio de cercanías, sin afectar mínimamente al uso de la estación. No resultó necesario poner en carga de manera activa los nuevos soportes intermedios mediante gatos hidráulicos. Por lo tanto, las cargas permanentes, presentes en el momento de la actuación, siguen actuando sobre los nervios principales en la configuración original, mientras que las cargas muertas adicionales y las sobrecargas actúan sobre vigas continuas de luces reducidas. De esta manera, en las secciones de apoyo de los nervios principales en los nuevos soportes metálicos no se produce una inversión de momentos, sino simplemente una reducción del momento positivo de centro de vano.

**6.1.2.2. Zona de apoyo de los núcleos de comunicación.** Las rampas del nuevo vestíbulo de llegadas precisan, en su arranque en la losa nervada, de un foso de dimensiones reducidas pero significativamente superiores al tamaño de los aligeramientos de la misma. La ejecución de dichos fosos a nivel de losa habría requerido el corte de los nervios principales y secundarios, y la necesidad de introducir numerosos soportes en el nivel inferior, actuación imposibilitada por la configuración de la estación.

El proyecto arquitectónico incorporó este condicionante e introdujo un recerido con una ligera pendiente entre el final del pasillo rodante de conexión y el arranque de las rampas y escaleras peatonales del vestíbulo, posibilitando la colocación de los fosos por encima de la losa nervada. Para minimizar las intervenciones sobre la estructura existente se ejecutaron unos emparillados de vigas metálicas y forjado mixto de canto



Figura 20. Ejecución del emparillado metálico, previamente al hormigonado del forjado mixto.

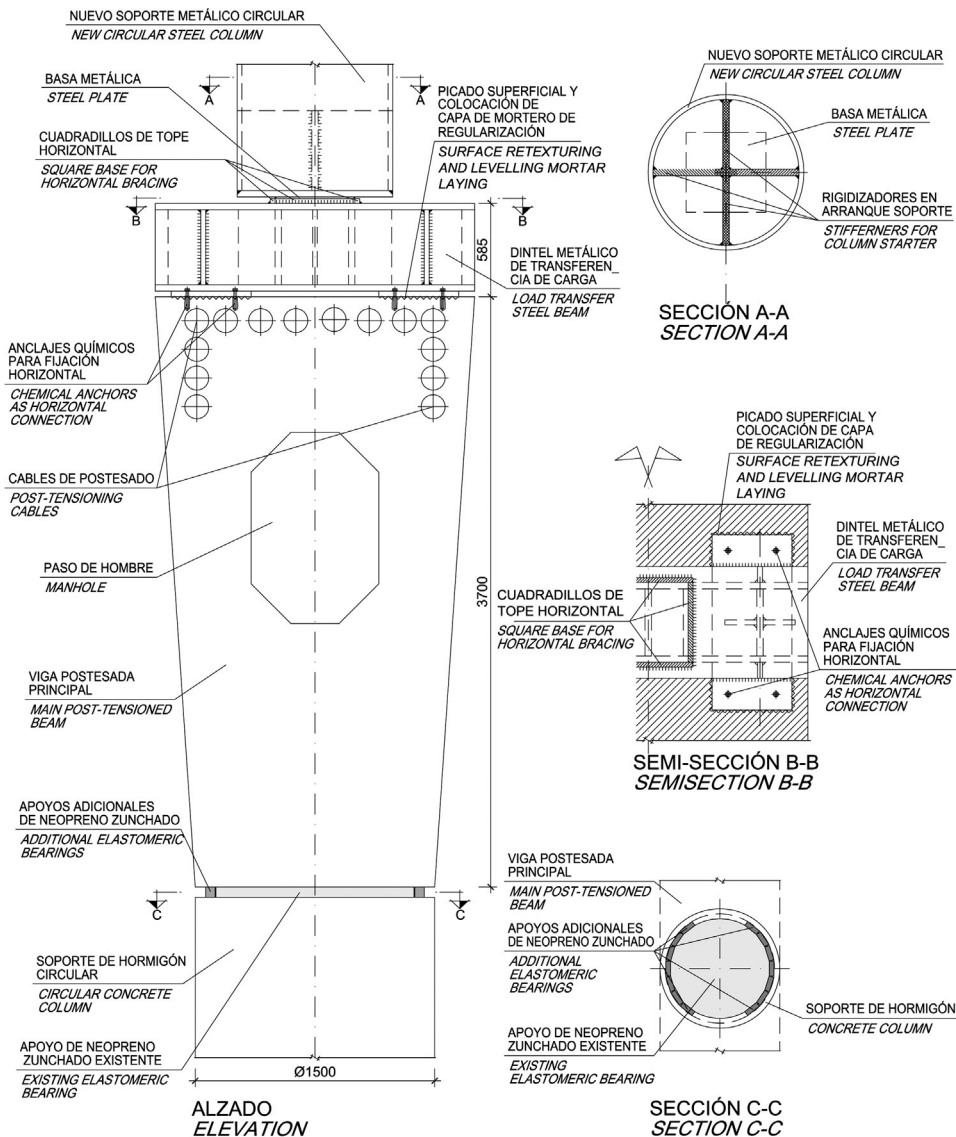


Figura 21. Detalle de apoyo del soporte metálico de cubierta en la viga principal postesada.

estricto, por encima y sin contacto con la losa nervada, que en servicio solamente soportaría las cargas de peso propio.

En la figura 20 se muestra una foto del emparrillado anteriormente comentado, previa al hormigonado. El forjado mixto de chapa plegada está enrasado con el ala superior de las vigas metálicas para respetar los cantos estrictos.

### 6.1.3. Intervenciones en losa maciza sobre emparrillado de vigas de hormigón

**6.1.3.1. Vigas principales postesadas.** Las vigas postesadas principales no han requerido ningún tipo de refuerzo, siendo despreciables los incrementos de carga con respecto a los valores iniciales.

Sin embargo, resultó necesario llevar a cabo una serie de intervenciones estructurales en correspondencia con el apoyo del soporte principal de la cubierta metálica del nuevo vestíbulo de llegadas, sobre una de las vigas anteriormente comentadas. Dicho soporte transmite, a la estructura de hormigón subyacente, un axil de 8.500 kN y unos cortantes de 1.100 y 450 kN,

respectivamente, en la dirección longitudinal y transversal de la viga (valores mayorados). Estas elevadas reacciones obligaron a situar el soporte de cubierta en correspondencia con el apoyo intermedio de la viga postesada. Según se muestra en la figura 21, el nuevo soporte arranca desde un dintel metálico que reparte la reacción puntual en las 2 almas laterales de la viga postesada. De esta manera se ha conseguido evitar el refuerzo del hueco central mediante diafragmas, manteniendo libre el paso de hombre.

El apoyo intermedio de la viga principal, sobre un soporte de hormigón de sección circular de diámetro 1.500 mm, se materializaba mediante un neopreno zunchado de 1.250 mm de diámetro. El incremento de reacción vertical, de un 40%, obligó a colocar una corona de neoprenos alrededor del existente. Con un incremento de superficie del neopreno zunchado de alrededor de 200 cm<sup>2</sup>, se limitaron las tensiones normales y tangenciales a 15 y 0,7 MPa, respectivamente, bajo cargas totales características. No resultó necesario reforzar el soporte de hormigón, ni la viga principal.



Figura 22. Refuerzo a flexión de vigas armadas mediante fibras de carbono.

6.1.3.2. *Vigas armadas secundarias.* Las vigas armadas secundarias a lo largo del pasillo rodante solo han precisado refuerzo en algunos casos específicos, en concreto cuando la introducción de nuevas cargas puntuales modificaba significativamente su estado tensional.

Por un lado, fue necesario reforzar las vigas de borde de la cubierta de andenes de cercanías, debido a las reacciones de las nuevas marquesinas bajas. En este caso fue suficiente un refuerzo a flexión de las mismas, mediante fibra de carbono, aplicada en la cara inferior y en el extremo inferior de los paramentos sub-verticales de las almas, según se muestra en la figura 22.

Se realizó una intervención de mayor envergadura en las vigas alrededor del nuevo foso del ascensor del vestíbulo de llegadas. Dicho foso se encuentra en un área que no está sobre la zona de uso netamente público, pudiéndose por lo tanto trabajar por debajo de la losa. Sin embargo, para no afectar de ninguna manera a los gálibos preexistentes, se estableció una solución



Figura 24. Refuerzo viga existente mediante postesado exterior.

muy ajustada, consistente en incluir el foso del ascensor estrictamente en la altura correspondiente al canto de las vigas de hormigón de la planta. Para ello se dispuso un recinto metálico, suspendido de las 2 vigas que lo encuadran y debidamente dimensionado y rigidizado para hacer frente al posible impacto de un eventual desprendimiento de la cabina. En la figura 23 se muestran una planta y una sección transversal del foso.

Las cargas de peso propio del recinto metálico del foso, y de servicio e impacto del ascensor, no podían resistirse por las vigas secundarias existentes, por lo que se adoptó una solución de refuerzo mediante postesado exterior [15], según se muestra en la foto de la figura 24. Debido a que las reacciones introducidas por el recinto metálico en las vigas armadas se concentran en el tramo central de las mismas, se adaptó el trazado del cable al diagrama de momentos correspondiente, para que la reacción favorable ejercida por los cables compensara adecuadamente la nueva reacción introducida (fig. 25).

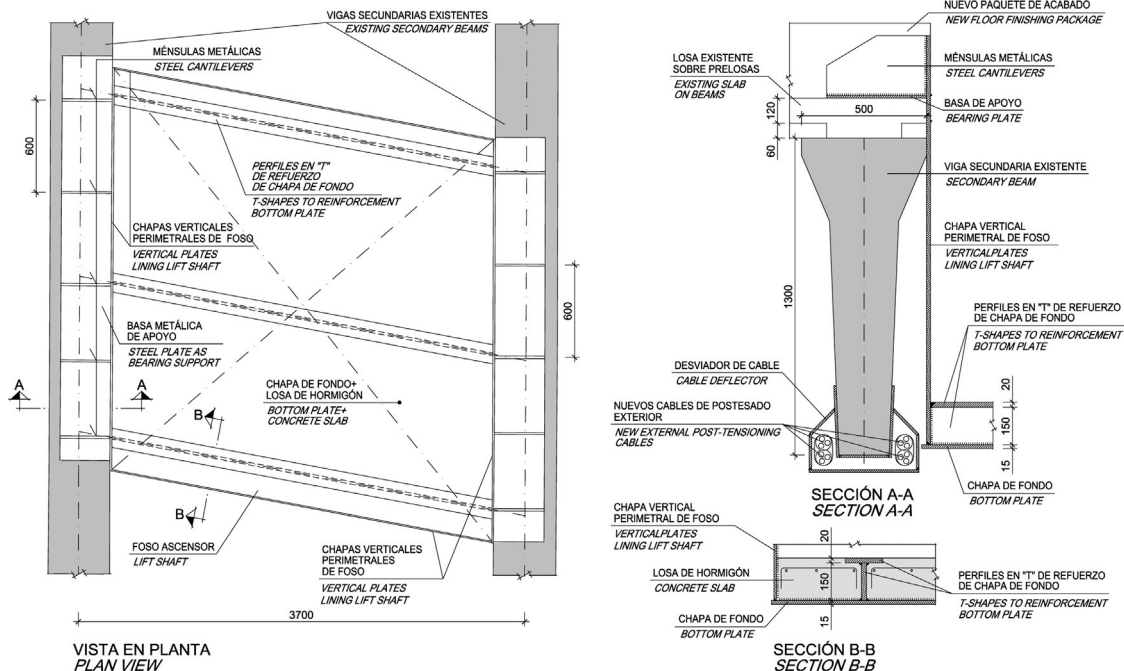


Figura 23. Recinto metálico foso ascensor (planta y sección).



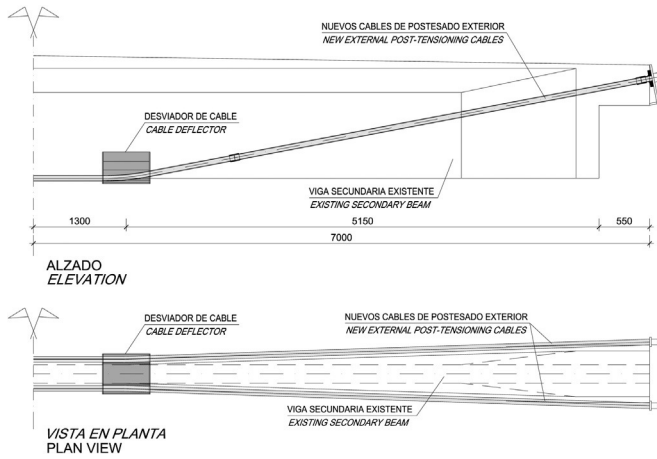


Figura 25. Trazado de cables de postesado exterior.

#### 6.1.4. Voladizo de conexión entre la cubierta de andenes de cercanías y la nueva pasarela de llegadas (by-pass)

En la zona este de la pasarela de llegadas, el proyecto de arquitectura requería ensanchar localmente la cubierta de los

andenes de cercanías para facilitar los recorridos de salida de los pasajeros de llegadas.

Debido a la imposibilidad de colocar nuevos soportes en la zona de andenes fue necesario diseñar la ampliación, de dimensiones  $41,00 \times 7,50$  m aproximadamente, como una estructura en voladizo conectada a las vigas principales de la cubierta de cercanías, estructura denominada en proyecto «voladizo by-pass». Las vigas secundarias armadas de la cubierta no se consideraron adecuadas, como soporte de la nueva ampliación, por su geometría y por tener capacidades resistentes muy ajustadas a las acciones previas a la actuación.

La afectación a la estructura existente se limitó por lo tanto a un corte localizado de la losa maciza, en correspondencia con las vigas principales, y al anclaje de 3 potentes ménsulas metálicas de canto variable ( $h_{m\acute{a}x} = 1.150$  mm) a las vigas postesadas principales. Para poder transmitir correctamente la reacción vertical y el momento de empotramiento se ha prolongado cada ménsula por encima de la viga principal existente en una longitud de 6 m, tras realizar el corte en la losa maciza y aprovechando

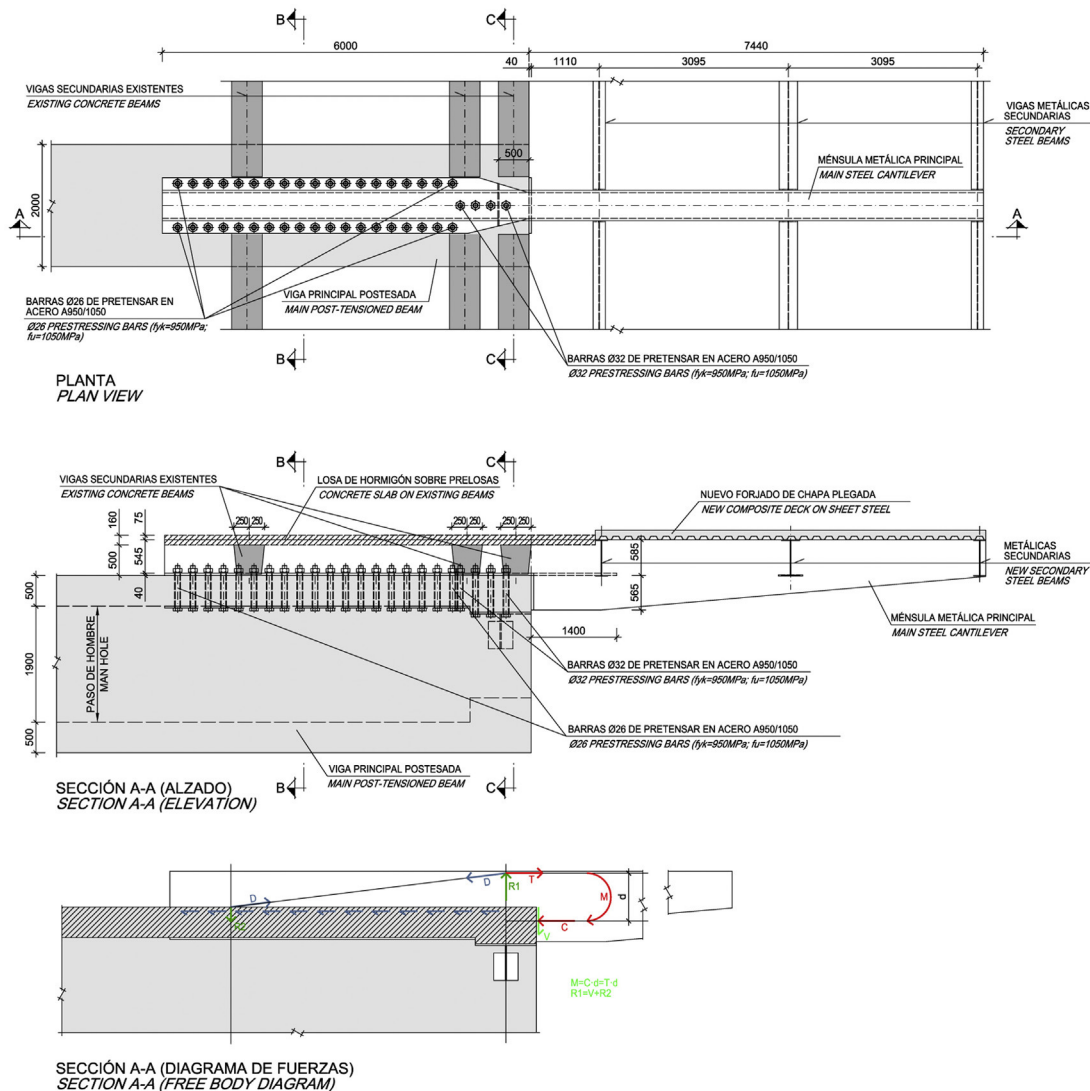


Figura 26. Ménsula voladizo by-pass (planta y alzado). Ver secciones B-B y C-C en la figura 27.

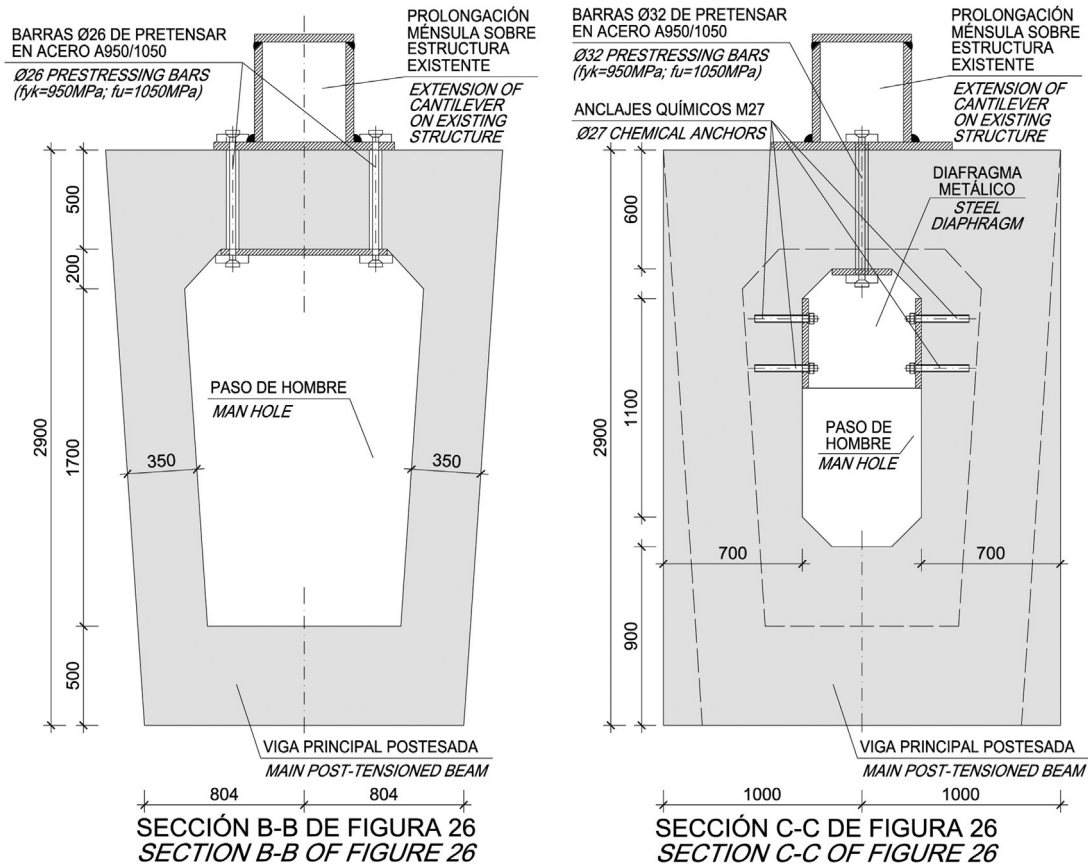


Figura 27. Tramo de prolongación ménsula voladizo by-pass (secciones transversales).

el espacio entre extremos de vigas secundarias, originalmente utilizado como sistema de desagüe de la cubierta. En la [figura 26](#) se muestra el alzado de una ménsula, constituida por el tramo de voladizo y el de prolongación por encima de la viga existente. En la misma imagen se muestra el diagrama de fuerzas:

- La reacción vertical (R1), suma del cortante de la ménsula (V) y del efecto palanca (R2), es resistida por un diafragma transversal, cuyas dimensiones se ajustaron para salvar el paso de hombre, según se muestra en la [figura 27](#). Para transferir la reacción vertical a las almas de la viga de hormigón existente, el diafragma se soldó a unas chapas metálicas conectadas a las mismas almas mediante barras de anclaje a posteriori.
- En correspondencia con el extremo de la viga postesada, la componente horizontal de compresión (C) —correspondiente al momento flector de empotramiento (M)— se transfiere directamente a la cabeza superior de la viga de hormigón.
- La componente superior de tracción (T), junto con la reacción vertical ascendente de palanca (R2), se transfiere a la cabeza superior de la viga a lo largo del tramo de prolongación de la ménsula. Para ello, se han colocado 38 barras de pretensar que conectan el ala inferior de dicho tramo a la cabeza superior de la viga de hormigón. De estas, las 22 barras de diámetro  $\Phi$  32 más cercanas al borde de la cubierta transmiten básicamente rasante por rozamiento. Las otras 16 barras de diámetro  $\Phi$  32 transmiten básicamente axil de tracción.

La estructura de ampliación de la cubierta de andenes, apoyada en las 3 ménsulas previamente descritas, se resolvió mediante un forjado mixto de chapa plegada de espesor 6 + 10 cm, sobre un emparillado de vigas mixtas de 600 mm de canto ([fig. 28](#)).

#### 6.1.5. Restauración y refuerzo de las cúpulas metálicas del aparcamiento

Tras el análisis de la necesidad de refuerzo estructural de las cúpulas que cubren el pasillo rodante, y dada la continuidad



Figura 28. Vista del voladizo by-pass desde las vías del AVE.



Figura 29. Perfiles de vigas mixtas con alvéolos circulares e «hipódromos».

estética de las mismas, se optó por mantener y reforzar los perfiles que conforman el anillo del lucernario central y los arcos del marco perimetral de la cúpula, sustituyendo solo los perfiles de los meridianos que configuran su esqueleto. Además ha sido necesario sanear y reforzar los apoyos, castigados por la intemperie y por manipulaciones posteriores a su colocación hace años.

## 6.2. Nuevas actuaciones en el edificio

### 6.2.1. Nuevo nivel para el vestíbulo de llegadas

A través de las rampas, escaleras y el ascensor del vestíbulo de llegadas se sube desde la cota 624 del pasillo rodante a la cota 628, a nivel de calle. El proyecto arquitectónico incluía la realización de una plaza abierta en uno de los 2 lados de la cubierta del vestíbulo, en continuidad con la acera de acceso. Esto requirió la ejecución de un nuevo forjado, adyacente a la losa nervada aligerada sobre la que se apoya la calle. Se optó por un forjado mixto de chapa plegada de 16 cm de espesor total

(6 + 10 cm), conectado a vigas metálicas de 690 mm de canto y luces de entre 13,60 y 22,15 m. La sección transversal de dichas vigas está constituida por un perfil armado en «I», excepto en la viga de recepción de las rampas y escaleras, donde se emplea una sección cajón para resistir el momento torsor generado por la excentricidad de las reacciones de apoyo. Para poder dar paso a las instalaciones necesarias se dispusieron unos alvéolos circulares de 400 mm de diámetro e interjeos de entre 600 mm y 1.000 mm. En los casos necesarios se realizaron alvéolos rectangulares de mayores dimensiones («hipódromos») (fig. 29). En todos los casos se dimensionaron las vigas mixtas considerando un alma llena sin alvéolos, y sucesivamente se incrementaron los espesores de alma llevando a cabo una equivalencia, en términos deformativos, entre 2 modelos de elementos finitos correspondientes a una viga de alma llena sin alvéolos y a otra con alvéolos y mayor espesor.

Algunas vigas mixtas se apoyan en el cordón inferior de la gran celosía del vestíbulo (apartado 6.2.2) mediante un apoyo fijo articulado materializado a través de una soldadura en ángulo del alma, ligeramente sobredimensionada para soportar el inevitable momento parásito de empotramiento.

En el otro extremo, las vigas se apoyan en una losa aligerada existente, de 80 cm de canto. Las vigas cortas se apoyan en el canto de dicha losa, mediante una chapa de recepción anclada a través de barras a posteriori. Las vigas de longitud más importante se apoyan por encima de la losa existente mediante un apoyo a media madera. En general el apoyo es fijo-articulado y se materializa a través de una chapa de apoyo y unas barras verticales de anclaje a posteriori (fig. 30).

No obstante, debido a la disposición relativa de las juntas de dilatación de la losa existente y de la nueva, algunas vigas se apoyan en una zona de losa que puede sufrir desplazamientos horizontales respecto al forjado de nueva realización, por efecto térmico y/o por retracción. Por este motivo, ha sido necesario diseñar un detalle de apoyo deslizante mediante una lámina de teflón de 1,2 mm de espesor (figs. 31 y 32).

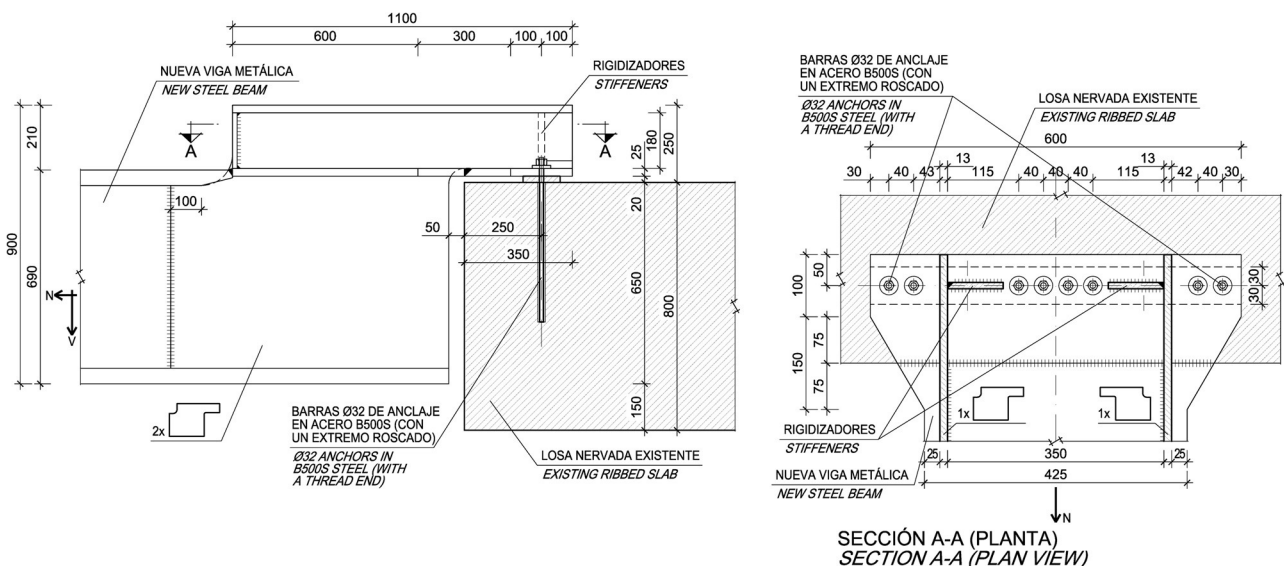


Figura 30. Apoyo a media madera de tipo fijo-articulado.

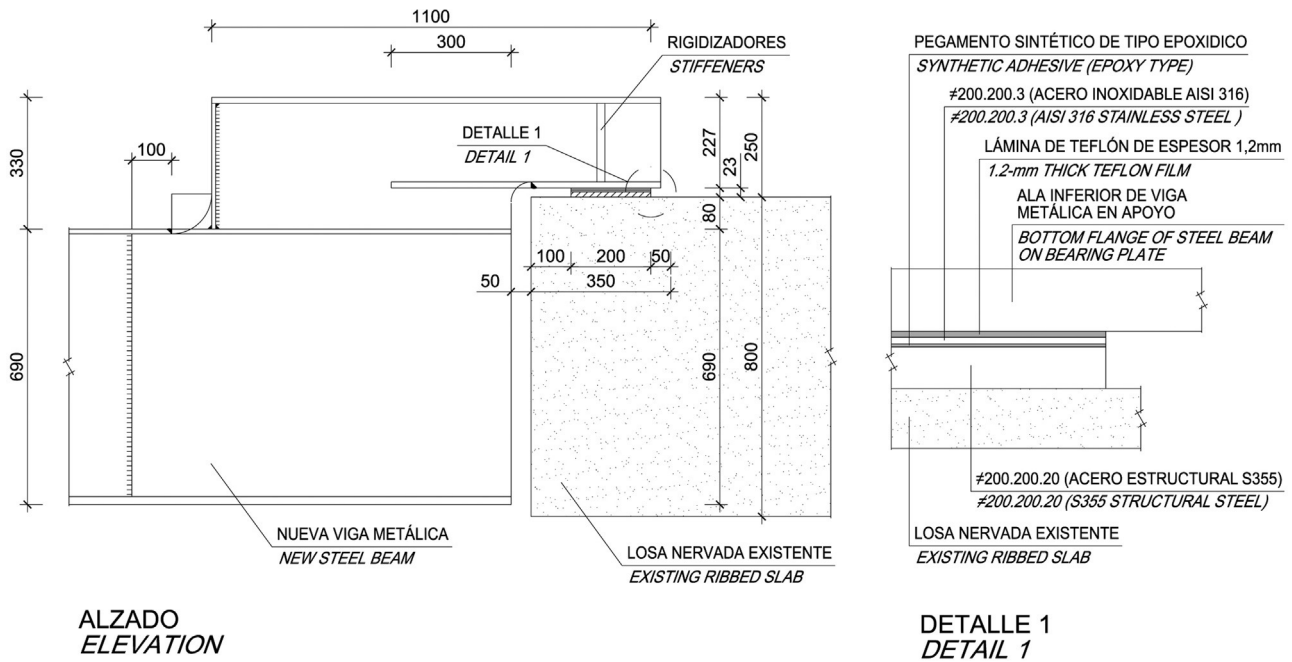


Figura 31. Apoyo a media madera deslizante (alzado).

### 6.2.2. Cubierta del nuevo vestíbulo de llegadas

La nueva cubierta del vestíbulo de llegadas está constituida por una celosía tridimensional de vigas longitudinales y elementos transversales de continuidad. Dicho conjunto forma, en sección, una serie de crestas, las cuales permiten alcanzar las luces requeridas por geometría.

Las vigas longitudinales se disponen en las limatesas y limahoyas de las crestas, y están constituidas por tubos armados en forma de V. Dichas vigas longitudinales, distantes 1.654 mm entre ejes, están unidas por celosías alternadas tipo Warren o Vierendel, que trabajan conjuntamente para garantizar la continuidad y la rigidez en los planos de las crestas (fig. 33).

Las cargas verticales se transmiten a los apoyos a través de los planos inclinados de las 2 tipologías de celosías: las vigas longitudinales funcionan como cordones y las celosías transmiten los rasantes, mientras que las componentes horizontales de

dichos planos inclinados se equilibran entre sí en cada nudo, formando un conjunto equilibrado en su totalidad. Únicamente los elementos extremos llevan una sola celosía y van especialmente reforzados, también por ser el primer elemento en el frente de viento, y por tener menos arriostramiento frente al pandeo.

La forma y el esquema estructural de la cubierta permiten su apoyo tan solo en 2 alineaciones distantes 23 m, con un voladizo de casi 14 m hacia el exterior de la estación: la primera alineación de apoyo, en el lado del voladizo, es una viga de reparto que se apoya a su vez en los soportes de la fachada; en el extremo opuesto, la cubierta se apoya en una celosía de cruces de San Andrés, constituida por perfiles armados tubulares, rematada por un cajón inferior de 1,00 m de ancho y 1,45 m de canto (fig. 34).

En el funcionamiento de la celosía, el cajón actúa como cordón inferior con axiles predominantes, mientras que la geometría de la parte superior, a crestas, no define claramente un cordón superior, sino más bien un elemento trabajando con axiles y flecciones parásitas relevantes. Finalmente, la celosía se apoya en 2 soportes, uno circular y otro rectangular.

En el modelo de cálculo se han considerado las cargas permanentes, la nieve, el viento, la temperatura y las cargas de las vigas del forjado a cota 628, que se apoyan en la viga cajón de la celosía o en algunos tirantes que cuelgan de la cubierta. La



Figura 32. Apoyo a media madera deslizante (vista durante la construcción).

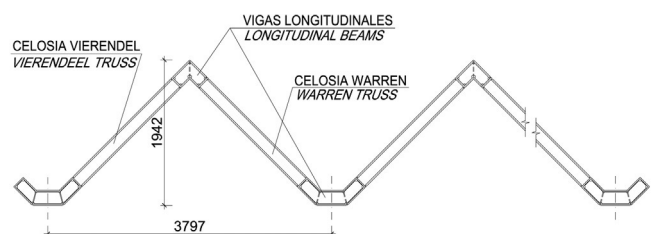


Figura 33. Sección transversal de la cubierta.

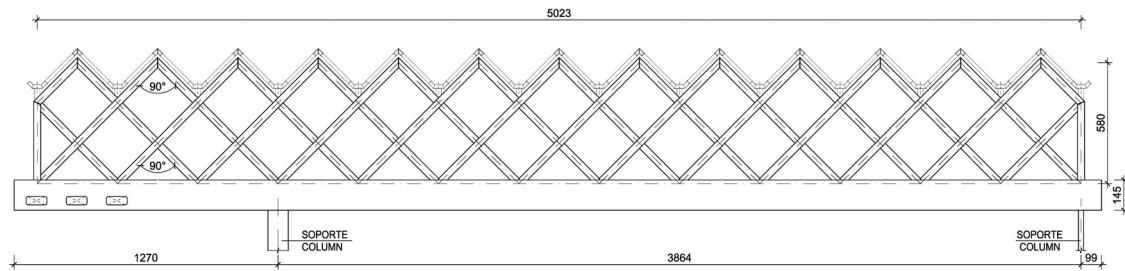


Figura 34. Alzado de la celosía de apoyo.

cubierta se ha considerado continua de forma hiperestática con los soportes y la celosía, estudiando con detenimiento los enanos de apoyo de las crestas, piezas solicitadas con momentos flectores relevantes (fig. 35).

La ausencia de arriostramientos frente a fuerzas horizontales ha justificado que la cubierta se haya considerado como un «pórtico traslacional», añadiendo las imperfecciones iniciales globales y estudiándola con análisis no lineal. Finalmente se ha detectado que los efectos del segundo orden incrementan esfuerzos y deformaciones de forma poco significativa, del orden de un 5%. Para los elementos críticos a pandeo se ha obtenido la carga crítica euleriana, para determinar su longitud efectiva a pandeo.

## 7. Proceso constructivo

Como se ha comentado anteriormente, la presente ampliación es la Fase I de un proyecto completo de remodelación de la estación de Atocha, lo que ha condicionado la tipología y

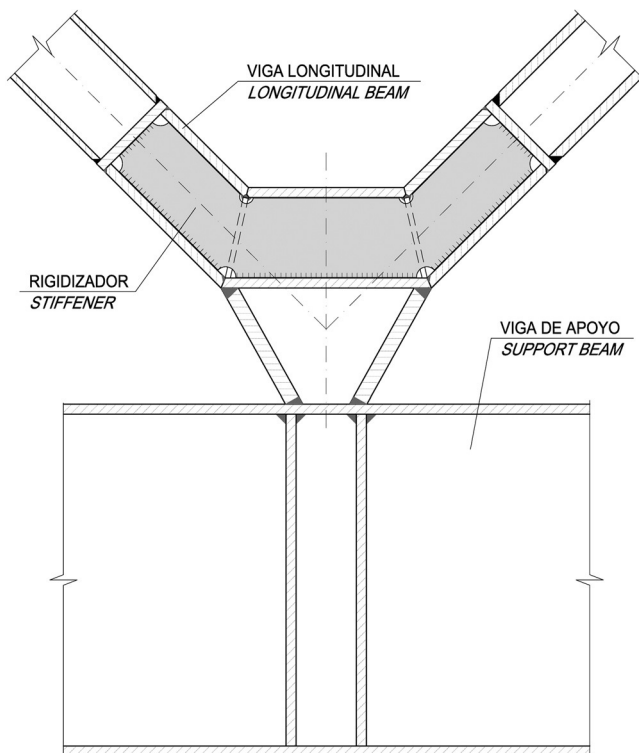


Figura 35. Detalle de los enanos de apoyo.

el proceso constructivo de algunos elementos, llegando incluso a que algunas de las nuevas construcciones tengan un carácter provisional, ya que serán sustituidas por las definitivas en las posteriores fases de actuación.

### 7.1. Logística

La construcción de una obra de estas características en el interior de una gran ciudad es complicada, y especialmente cuando se trata de hacerlo tanto sobre la mayor estación de alta velocidad existente como sobre la principal estación de cercanías de Madrid, sin afectar a sus respectivos funcionamientos. La suma de todos estos condicionantes da lugar a enormes dificultades de accesibilidad a la obra, movilidad dentro de la misma, ausencia de zonas de acopio, necesidad de implantar severas medidas de seguridad tanto para los trabajadores como para los miles de usuarios que transitan diariamente por el complejo ferroviario de Atocha, presencia de servicios, instalaciones e incluso estructuras afectadas propias de la estación y en servicio permanente, afecciones al tráfico de la zona, a los vecinos de edificios colindantes, etc. Por tanto, la ubicación de la zona de actuación ha sido un gran condicionante que ha marcado tanto la elección del proceso constructivo como la tipología de los medios auxiliares finalmente empleados.

Otro de los requisitos fundamentales del proyecto ha sido el plazo de ejecución, para una obra que comprendía tanto



Figura 36. Túneles provisionales para la protección de vías.



Figura 37. Vista de los túneles provisionales desde el interior.

actuaciones sobre vías, en continuo funcionamiento, como sobre edificios ya existentes con gran afluencia de público.

Como último requerimiento de proyecto, durante el plazo de ejecución de la obra ha sido preceptivo garantizar la continuidad de la explotación comercial de las estaciones de AVE y cercanías. Esto ha obligado a realizar gran parte de los trabajos en horario nocturno dada la necesidad de trabajar con corte de tensión en las catenarias por seguridad, lo que a su vez ha obligado a establecer medidas medioambientales especiales sobre todo en lo relativo al control del ruido, por la existencia de edificación residencial muy próxima a la estación.

#### 7.1.1. *Condicionantes del entorno y medidas de protección*

Con la finalidad de satisfacer todos los requisitos planteados, ha sido necesario elaborar un amplio desarrollo logístico y de seguridad. Se ha implantado un sistema específico para separar, e incluso aislar, las zonas de obra de las de tráfico de trenes, circulaciones de viajeros y servicios a los trenes (por ejemplo, servicio de catering) mediante unos «túneles provisionales de protección» (fig. 36).

El sistema de protección mediante túneles provisionales consiste básicamente en dividir el andén en 2 partes: una zona interior de obra y unos márgenes laterales para evacuación de pasajeros. Esta división se completa con la cubrición de la caja de vías, incluidas sus catenarias, y los márgenes laterales de evacuación, de forma que queda solo abierta la zona de obra y completamente cerrada y protegida la zona de tráfico de trenes y de tránsito de viajeros.

El desarrollo del sistema de protección mediante túneles provisionales de protección permitió comenzar los trabajos en los distintos andenes independientemente de que estuvieran en uso o se hubiera dado el corte de sus vías adyacentes, y esto resultó ser una cuestión imprescindible para cumplir plazos.

Los túneles se diseñaron de manera que se aprovechara parte de la estructura metálica de las marquesinas bajas existentes a demoler. En concreto, se utilizaron las mismas vigas metálicas (IPE-400 de canto variable) que sustentaban las catenarias, apeándolas con unos soportes metálicos. Se fueron conformando

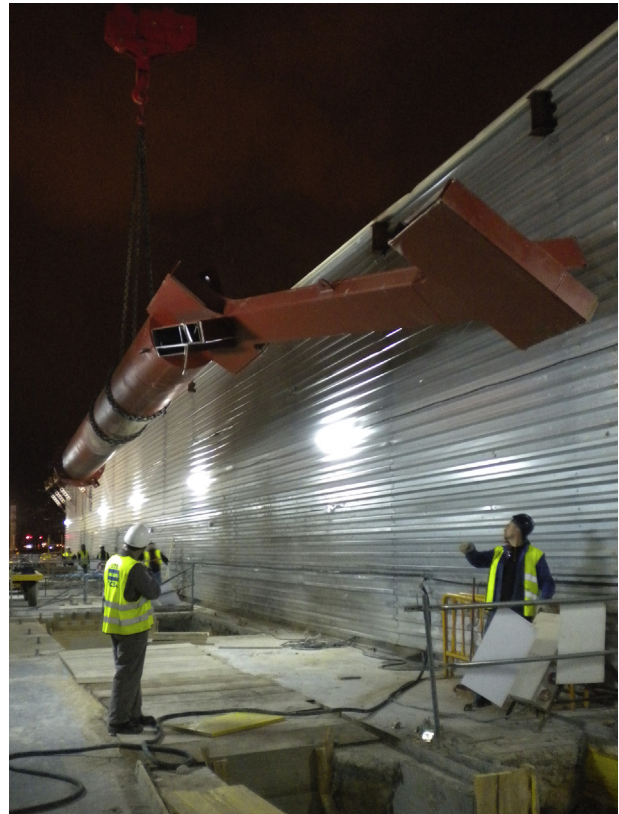


Figura 38. Vista del reducido espacio de trabajo en los andenes tras la instalación de los túneles.

unos pórticos; convenientemente arriostrados, que posteriormente se cerraban por completo con chapa grecada, en los paramentos verticales, y aprovechando los materiales de cobertura de las marquesinas existentes sobre las vías. De este modo, se fueron creando los túneles que protegían la catenaria y los trenes circulantes de la posible caída de material a las vías en explotación (fig. 37).

El espacio de trabajo que quedaba en cada andén, entre las paredes de los túneles provisionales, se reducía tan solo unos 7 m. En tal holgura fue necesario instalar los equipos y maquinarias adecuados para desarrollar los trabajos de demolición de las marquesinas existentes, la ejecución de elementos de cimentación (micropilotes), la apertura, ferrallado y hormigonado de encepados, y el montaje de los nuevos pilares y de la superestructura de las nuevas marquesinas (fig. 38).

Por otra parte, la existencia de edificios cercanos a la obra, en la zona de la calle de Méndez Álvaro, llevó a la necesidad de disponer pantallas antirruído, tanto fijas como móviles, para poder trabajar en horario nocturno sin molestar a los vecinos. Dichas pantallas se montaron sobre zapatas corridas ejecutadas sobre el andén 8 (fig. 39).

#### 7.1.2. *Secuencia de trabajos*

Gran parte de los trabajos se debían realizar en horario nocturno, con la estación fuera de funcionamiento, y durante los cortes de tensión, los cuales quedaban limitados en ocasiones a períodos de 3 h, lo que complicaba en muchos casos la terminación de actividades en una sola jornada, con el consiguiente



Figura 39. Pantallas antirruido.



Figura 41. Demolición de las marquesinas existentes entre túneles provisionales para la protección de vías.

reajuste continuo de la planificación. En ocasiones, y debido a las necesidades de explotación ferroviaria, los cortes de tensión no podían producirse en parte o incluso en la totalidad de las vías.

Inicialmente 4 de las vías de la estación (las vías 12 a 15) se adaptaron a ancho UIC para permitir la baja y la explotación secuencial del resto de vías. El proceso constructivo se inició avanzando desde la vía 1 hasta la 11 en grupos de 3 o 4 vías. De esta manera, los trabajos se desarrollaron durante gran parte de la obra con vías en servicio a ambos lados, lo que complicaba en gran medida tanto los medios auxiliares como el tipo de actividades que se podían realizar.

En la figura 40 se puede ver una de las fases con las secuencias de corte de vías / tensión / circulación / estacionamiento de trenes.

### 7.1.3. Trabajos de demolición y ejecución de cimentaciones

Los trabajos de demolición comenzaron una vez finalizado el montaje de los túneles provisionales de protección de las vías adyacentes al andén de trabajo. La secuencia, tal como describen las imágenes, es la siguiente:

- Corte parcial de las vigas metálicas de las marquesinas existentes y retirada desde el andén (fig. 41).
- Apeo de las vigas de hormigón armado de las marquesinas existentes para poder cortarlas con disco en elementos de unos

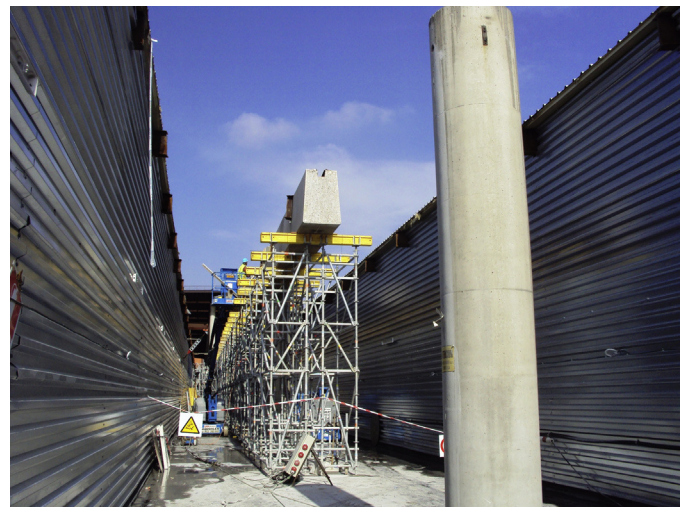


Figura 42. Demolición de las marquesinas existentes entre túneles provisionales para la protección de vías.

4 m de longitud y retirarlas en carritos rodantes hacia el sur del andén (fig. 42).

- Corte y retirada de los pilares de hormigón.

El poco espacio disponible condicionó, como ya se ha comentado, la modificación de la cimentación de proyecto, a base de

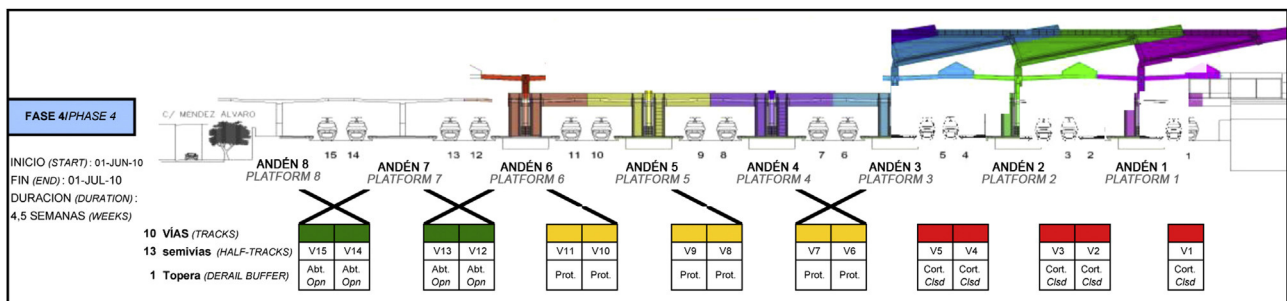


Figura 40. Diagrama de fases y secuencias de corte.



Figura 43. Ejecución de micropilotes y encepados entre túneles provisionales para la protección de vías.

pilotes, por micropilotes que permitieran el acceso y el trabajo de máquinas de dimensiones reducidas en los andenes (fig. 43).

Finalmente, una vez que se daban de baja las cajas de vía adyacentes a cada andén, se procedía a la demolición de los túneles de protección del mismo (fig. 44).

#### 7.1.4. Acceso y movimiento de máquinas en obra

Cuando se daba de baja la pareja de vías correspondientes, los principales puntos de trabajo se encontraban en los andenes y directamente sobre la placa de vía. Para poder llegar con la maquinaria y los materiales a estos puntos de trabajo existían diversas soluciones, pero limitadas en su inmensa mayoría al uso de equipos de pequeñas dimensiones y a la realización de movimientos exclusivamente en horario nocturno.

El acceso de material, en función de la fase de obra, se efectuaba bien por un portón de acceso al interior de la estación, situado en la calle Méndez Álvaro, o bien por los viales de circulación interiores. En el segundo caso y debido a la diferencia de cota con la estación, se requerían medios de elevación



Figura 45. Acceso de maquinaria a los andenes.

adicionales para introducir el material hacia los andenes mediante grúa torre o grúas móviles de gran tonelaje (fig. 45).

Para el movimiento de materiales y maquinaria por el interior de la estación se aprovechó, en casos de pequeños volúmenes, el paso inferior existente (la galería de catering). Para la maquinaria y las cargas de grandes dimensiones (grúas móviles, camiones, plataformas elevadoras) se procedió a realizar un rebaje en los andenes, de manera que el paso se realizase de forma continua y mantuviese el gálibo con las catenarias. Los rebajes de andén permitían durante la noche el acceso de la gran mayoría de las máquinas desde la calle Méndez Álvaro hasta cualquiera de los andenes. Sin embargo, durante el día requerían garantizar el desembarque de los viajeros a cota de andén en cualquiera de las vías en servicio. En este sentido se construyeron pasarelas modulares ligeras y móviles que se desmontaban y volvían a montar manualmente todas las noches.

Otro de los métodos empleados para el movimiento de materiales y maquinaria fue disponer unas vigas a modo de pontones apoyadas sobre la caja de vías de manera que, sin afectar al andén existente, se creaba un paso al mismo nivel entre ellos (fig. 46).

Una vez finalizadas las obras, se hicieron desaparecer los rebajes de andén conformándolos a la cota y con los acabados propios de todos los andenes.

Uno de los grandes retos de la obra ha sido la coordinación de la gran cantidad de maquinaria (fig. 47), tanto en uso y gestión, como en circulaciones interiores, ya que los espacios eran tremendamente reducidos y la reubicación de una sola máquina podía implicar el movimiento de media docena de equipos (tanto de personal como de sus medios y maquinaria auxiliar).



Figura 44. Demolición de los túneles provisionales.





Figura 46. Tránsito de maquinaria entre andenes.



Figura 48. Protección de bretelles.

Por otra parte, señalar que cada pareja de vías incluía la instalación de una bretelle asimétrica; estos aparatos de vía están en el centro de gravedad de las actuaciones: junto a la pasarela de llegadas y entre las marquesinas altas y las bajas. Ocupan, por tanto, un espacio necesario para trabajar, pero para ello han de ser altamente protegidos. En este sentido se instalaron cubriciones de chapa, flotantes sobre la bretelle, apoyadas sobre casquillos de perfiles metálicos y lo suficientemente rígidas como para permitir el tránsito sobre ellas de todo tipo de maquinaria (fig. 48).

## 7.2. Medios auxiliares

El emplazamiento y la propia naturaleza de la obra han condicionado en gran medida el tipo de medios auxiliares a utilizar.

Para el movimiento de materiales y equipos se implantaron solo 2 grúas torre, debido también a la falta de espacio para implantar más. Una de las grúas torre se situó en el andén 8, junto a la calle Méndez Álvaro, y se cimentó sobre un gran encepado de micropilotes (fig. 49).

La otra grúa torre se situó entre las líneas de cercanías y las de alta velocidad y se levantó sobre un gran pórtico de hormigón que puenteaba un vial existente a fin de no interrumpir el acceso a los servicios de emergencias, en caso necesario. Esta servidumbre obligó a ejecutar, sobre el vial existente, un gran encepado para la grúa apoyado en unos muros cimentados con micropilotes (fig. 50).

Fuera de la zona de vías, en la ejecución de la estructura del vestíbulo de llegadas, el condicionante principal era la baja capacidad portante de los forjados existentes. Esta razón impidió la colocación de una grúa torre e hizo necesario diseñar un potente bastidor para repartir las cargas procedentes de la grúa móvil empleada durante la fase de montaje de la estructura.

Además de las grúas, ha sido fundamental para el desarrollo de la obra el empleo de puentes grúa como medios auxiliares en el montaje de los elementos de cubrición tanto de las marquesinas bajas como de las marquesinas altas. Dichos puentes grúa se instalaban sobre la estructura metálica de las nuevas cubiertas y en ocasiones condicionaban su dimensionamiento (fig. 51).



Figura 47. Coordinación de maquinaria.



Figura 49. Montaje de la grúa del andén 8.



Figura 50. Pórtico para grúa torre entre cercanías y alta velocidad.



Figura 52. Montaje del primer módulo de la cubierta alta.



Figura 51. Puentes grúa sobre la cubierta alta.



Figura 53. Torres de apeo sobre cercanías.

### 7.3. Actuaciones en las vías

A continuación se destacan los aspectos más significativos del proceso constructivo de algunos de los trabajos realizados en la zona de vías.

#### 7.3.1. Cubierta alta

La ejecución de la nueva cubierta se ha desarrollado de manera secuencial. El proceso de montaje seguido para cada uno de los 42 módulos comenzaba con los pilares, que traían el montante de la celosía soldado desde taller. A continuación se colocaba un vano completo de la celosía transversal entre pilares, también previamente unido en taller. Posteriormente se montaban las vigas que conforman los pórticos en sentido longitudinal, las que arriostran a estas últimas y se cerraba el bastidor del paraboloide, quedando para el final la colocación de correas, tanto del plano triangular como del paraboloide, tal como se puede ver en la [figura 52](#).

El proceso de montaje se ha realizado avanzando, en sentido transversal, desde el andén 1 hacia el 7. Los módulos del andén 1 y los del andén 6 tienen una geometría sensiblemente diferente, ya que solo tienen una alineación de pilares, por lo que durante la ejecución se tuvieron que apoyar provisionalmente en torres de apeo que arrancaban de la playa de vías de cercanías, de casi 30 m de altura en el caso del andén 1 ([fig. 53](#)). En el otro extremo, en el andén 7, las torres de apeo se apoyaban sobre el mismo andén, arrancando en unas bancadas de reparto y tenían unos 14 m de altura ([fig. 54](#)).

El desapeo de los voladizos de la cubierta se realizó con ayuda de gatos hidráulicos instalados en la coronación de las torres de apeo. La obra, conforme se completaba la estructura de los módulos, avanzaba colocando los acabados y, lógicamente, la estabilidad de los voladizos de las marquesinas era muy sensible a las cargas realmente dispuestas. Por lo tanto, se realizó un cálculo para analizar la estabilidad de los voladizos y determinar la seguridad en el momento de desapeo. Finalmente, se estimó que para compensar los voladizos de más de 18 m de luz, se



Figura 54. Torres de apeo en andén 7.

debían completar al menos 2 alineaciones de módulos, por lo que se pudieron desapear los voladizos extremos cuando se alcanzó este hito.

Los acabados de la cubierta también han estado condicionados por la necesidad de ejecución sobre vías en explotación, por lo que se han empleado soluciones secas, evitando la utilización de hormigón, que hubiera podido ocasionar caídas de agua sobre las catenarias y sobre los propios trenes. Estos acabados aseguran el aislamiento térmico y acústico y la absorción de ruidos.

En el caso de las marquesinas altas, dichos acabados han sido montados tanto desde la parte superior con ayuda de los puentes grúa (cubiertas de kalcip, muros cortina y rejillas exteriores de desenfumaje), como desde abajo trabajando desde cestas (pintura, falsos techos y rejillas interiores de desenfumaje). Fue básico en el desarrollo de la obra el desarrollo técnico de estos acabados, de tal forma que pudiesen ir indistintamente uno por delante del otro, o viceversa, y avanzar de forma completamente independiente.

### 7.3.2. Marquesinas bajas

En marquesinas bajas norte, tras la demolición de la estructura de las cubiertas anteriores se reutilizó la cimentación existente y se realizó la conexión con los nuevos pilares. En el sector sur la nueva cimentación se dimensionó con micropilotes inclinados, dado el escaso espacio disponible en obra para el uso de máquinas de mayores dimensiones. La ejecución de estas cubiertas, con los condicionantes propios de la obra, se abordó también de manera secuencial, evitando siempre las interferencias con la circulación de trenes. La estructura se apoyaba en los pilares y se estabilizaba provisionalmente conectándola a ellos (fig. 55). La continuidad de las vigas transversales se conseguía posteriormente, cuando se podía trabajar sobre las vías correspondientes. Por lo tanto, la obra iba avanzando longitudinalmente, por andenes, quedando el avance transversal condicionado al corte de vías gestionado por la estación, momento en el cual se daba continuidad a las vigas, se colocaba la estructura del lucernario y se trabajaba en el acabado de

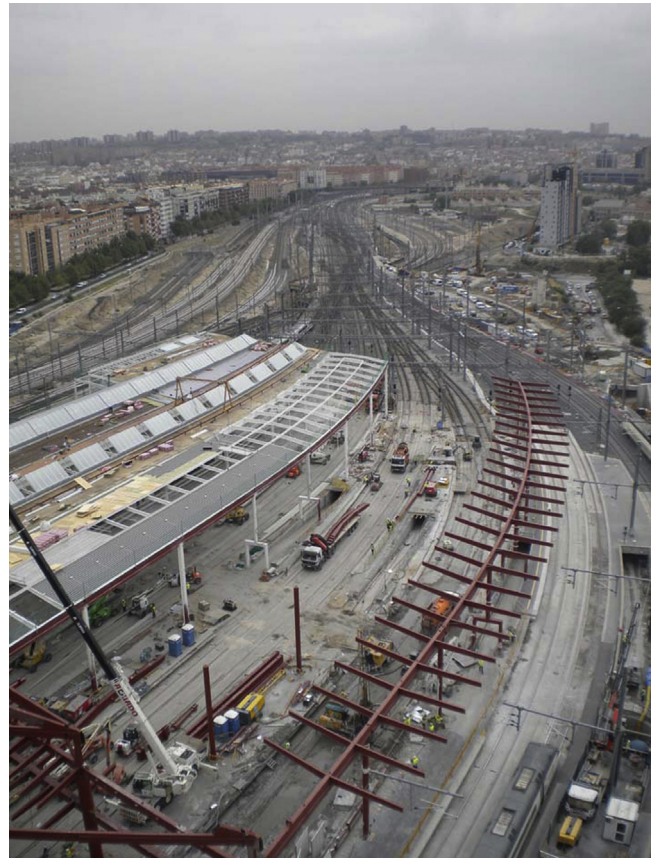


Figura 55. Montaje de marquesinas bajas.



Figura 56. Aspecto terminado de marquesinas bajas.

las cubiertas, ejecutado en este caso íntegramente desde arriba mediante el empleo de los puentes grúa antes citados (fig. 56).

### 7.4. Actuaciones en el edificio existente

Entre las principales actuaciones realizadas en los edificios ya existentes en la estación cabe destacar la construcción de la nueva terminal de llegadas para viajeros sobre la actual estación de cercanías y la remodelación de una de las líneas de cúpulas del



Figura 57. Montaje de la cubierta por módulos.



Figura 58. Módulo de cubierta a pie de obra.

actual parking P2, acondicionándola para el tránsito de viajeros procedentes de los andenes.

En tales actuaciones aparece como condicionante el medio urbano y la gran afluencia de usuarios de la red ferroviaria, pero no se encuentra circulación de trenes como elemento de construcción. Sin embargo, como nuevo condicionante del desarrollo propio de la obra surgen las habituales incertidumbres al respecto de la estructura existente a la que los nuevos edificios estarán plenamente vinculados.

#### 7.4.1. Vestíbulo de llegadas y cubierta del vestíbulo

El elemento más singular de esta actuación es la gran celosía metálica de la fachada sur compuesta por perfiles armados en cajón de 1 m de canto, sobre la que se apoya gran parte del edificio. Esta celosía salva una luz de más de 38 m entre 2 nuevos soportes que arrancan respectivamente sobre un dintel metálico embebido en el forjado existente, y un pilar existente de la estación de cercanías, cuya cimentación ha sido preciso reforzar

mediante inyecciones, para adaptarla al importante incremento de cargas.

Dando continuidad al actual nivel de la acera, se ha ejecutado un forjado de vigas mixtas que se apoyan en el cordón inferior de la celosía y en la losa aligerada existente, mediante apoyos a media madera. Una parte de este forjado cuelga de la singular cubierta en forma de dientes de sierra constituida por vigas artesas en valles y cumbreras, y desarrollando un comportamiento estructural tridimensional mediante el trabajo en celosía triangulada y como viga «Vierendell» que se alterna en sus faldones.

Se estudiaron diferentes soluciones para las fases constructivas de la celosía: las primeras opciones definían unos módulos de hasta 300 kN de peso máximo, soldados a pie de obra, que se montaban sin necesidad de apeos provisionales; sin embargo, por la forma de cresta de la celosía, dichos módulos necesitaban elementos secundarios, como tirantes transversales o cordones provisionales, con la función de cerrar los nudos que tenían

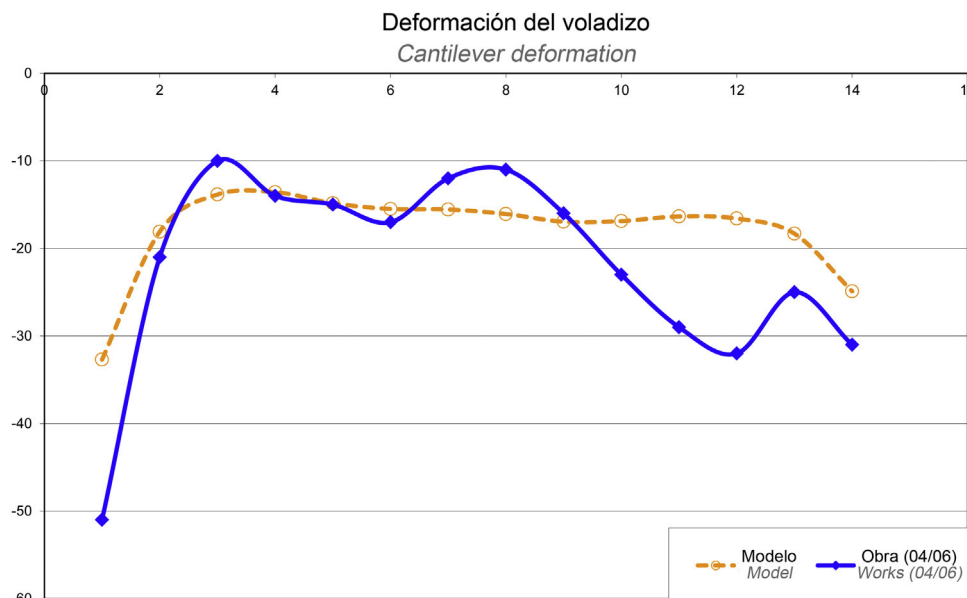


Figura 59. Comparación de movimientos en el voladizo tras el desapeo de la cubierta.

fuerzas no equilibradas y de reducir la deformada de la pieza en la fase de montaje, hecho que encarecía bastante la solución. Como alternativa se estudió la posibilidad de disponer los módulos sin piezas de refuerzo y aplicar, con un sistema de gatos, oportunas fuerzas que pudieran restablecer la configuración no deformada teórica y un estado tensional aceptable, antes de soldar entre sí los módulos. Finalmente se decidió utilizar torres de apeo para poder apoyar provisionalmente la cubierta en el extremo del voladizo y en el centro del vano principal, además de en las 2 alineaciones definitivas. Según se puede apreciar en la foto de la [figura 57](#), los apoyos provisionales de los módulos de la cubierta están constituidos —de izquierda a derecha— por la celosía, las torres de apeo de centro de vano y la viga de fachada. No se aprecian las torres de apeo del voladizo.

Por fases, se iban montando módulos de cubierta, de 300 kN máximos de peso, soldándolos a los módulos ya dispuestos ([fig. 58](#)). En paralelo se definió un modelo evolutivo de la estructura que reproducía la geometría y las cargas de las fases constructivas; dicho modelo permitió por un lado controlar que los movimientos globales medidos en la obra se correspondieran con los movimientos del modelo de cálculo evolutivo, y por otro lado comprobar esfuerzos y deformaciones de la estructura, puesto que las fases constructivas modificaron el estado tensional del modelo bajo el peso propio.

Asimismo se controlaron las fases de desapeo de las 2 alineaciones de apoyo: tras la finalización de la soldadura de todos los módulos de cubierta se empezó desapeando las torres del voladizo y sucesivamente las del centro del vano. Comparando los movimientos del modelo con los medidos en obra, se obtuvieron resultados plenamente aceptables ([fig. 59](#)).

## 8. Conclusiones

El proyecto de Ampliación del Complejo de Atocha Fase I permite la puesta en servicio de un nuevo modelo de explotación ferroviaria para incrementar la capacidad de la estación de Puerta de Atocha, separando los flujos de llegadas y salidas. Como se ha puesto de manifiesto a lo largo de este texto, la ampliación descrita sería la primera fase de un proyecto más ambicioso, algo que ha condicionado parte de las soluciones y procesos constructivos de algunos elementos, llegando incluso a que algunas de las nuevas construcciones tengan un carácter provisional, puesto que serán sustituidas por las definitivas en las posteriores fases de actuación.

En esta obra, por sus condicionantes de localización, plazo y afección a la explotación ferroviaria, ha sido fundamental realizar un estudio pormenorizado de la planificación, planteando todos los escenarios posibles, teniendo en cuenta la necesidad de simultanear una gran cantidad de actividades en un espacio y tiempo limitados (cortes de tensión, cajas de vías, trabajos con líneas de alta tensión. . .). La complejidad de la obra ha sido importante, considerando las grandes limitaciones derivadas de las necesidades de explotación de la estación de AVE durante la fase de ejecución del proyecto.

Como elementos más significativos de la actuación realizada cabe destacar las nuevas cubiertas bajas y altas que cubren las vías de alta velocidad y dan continuidad a la Sala Hipóstila, y

las intervenciones en el edificio existente para la ejecución del nuevo vestíbulo de llegadas.

El proceso de concepción y dimensionado de las nuevas cubiertas de la ampliación de la estación de Atocha permite observar que es posible recurrir a todas las herramientas disponibles actualmente para el análisis estructural —como el cálculo dinámico de estructuras, la mecánica de fluidos o el cálculo no lineal con plasticidad de los materiales—, de modo que es posible compatibilizar la estructura proyectada con un proceso constructivo en el que son primordiales la simplicidad y la rapidez de ejecución, particularmente también de las uniones a realizar en obra. Además, a partir del estudio detallado de las sollicitaciones reales durante el periodo de uso previsto de la estructura, también es posible la optimización de los materiales, persiguiendo una mayor ligereza de los elementos que permita la utilización de maquinarias y sistemas auxiliares más sencillos, resultando más fácil su implantación, su manejo y su movilidad en un entorno complejo y de difícil acceso.

En contraposición a la versatilidad y la capacidad de adaptación que ofrecen las citadas herramientas, las normas actuales para el proyecto de las estructuras, de carácter fundamentalmente prescriptivo y sin protocolo claro para la derogación del corsé de las reglas establecidas, dificultan la aplicación de métodos alternativos para justificar que los riesgos inherentes a una determinada solución estén por debajo del umbral de aceptación, poniendo freno a la innovación, debido al caminar de esta siempre por delante de la normativa.

Por último, es relevante destacar que un seguimiento técnico pormenorizado y continuo de la ejecución de las obras permite una rápida adaptación de las soluciones proyectadas a los imprevistos asociados a toda obra, especialmente en un entorno urbano, manteniendo los criterios y la calidad del diseño inicial sin penalizar los plazos de obra establecidos.

A lo largo del artículo se describen los principales retos que ha habido que ir venciendo a lo largo del proceso de obra para adaptar soluciones teóricas a la realidad existente, cumplir objetivos y salvar imprevistos.

## Relación de participantes

Promotor: ADIF

Proyecto de arquitectura: Rafael Moneo

Ingeniería de estructuras de proyecto: Carlos Fernández Casado, S.L.

Asistencia técnica: INECO

Empresas constructoras: U.T.E. Dragados-TECSA

Ingenierías de estructuras para asistencia técnica U.T.E.: CESMA, MC2

## Agradecimientos

La puesta en servicio de la obra objeto de este artículo es el resultado del trabajo en equipo de un gran número de profesionales.

Los autores quieren agradecer el esfuerzo de todas las personas de ADIF involucradas, entre las que destaca Circulación

y Estaciones de Viajeros y la Dirección de la Línea de Alta Velocidad Centro.

Es importante también destacar la gran colaboración y dedicación realizada a lo largo de la redacción del proyecto, y posteriormente durante la ejecución de las obras, por parte de Rafael Moneo y su equipo: Pedro Elcuaz, Pablo López y Sumac Cáceres. Igualmente resaltar la labor de Leonardo Fernández Troyano (CFCSL) y sus colaboradores: Alberto Muñoz Tarilonte y Lucía Fernández Muñoz. Igualmente reseñable es la participación de INECO tanto durante la fase de redacción de proyecto como durante la ejecución de las obras, como Asistencia Técnica. En especial, destacar a: Gregorio Navarro, Daniel Latorre, Alfonso González, Luis Miguel Fernández Ferragut, Beatriz San Millán Serrano y José Vicente Martínez Poyatos.

Asimismo, resaltar desde estas páginas la gran colaboración de la Dirección Técnica de Dragados: Luis Miguel Viartola, Antonio Tabera, Guillermo Muñoz y Susana Jareño, y de las ingenierías MC2: Julio Martínez Calzón, Álvaro Serrano Corral y Pietro Bartalotta, y, por supuesto, CESMA: Juan Luis Bellod Thomas y David Sanz.

Por último, destacar que esta obra no se habría realizado con éxito sin el esfuerzo de todo el equipo de la UTE Ampliación Complejo de Atocha, Fase I, formada por las empresas Dragados y TECSA, y representada entre otros muchos profesionales por: Gerente: Manuel Orea; Jefe de Obra: Francisco González; Jefe de Oficina Técnica: Begoña Ventura, y Jefes de Áreas: Samuel Palomo, Gustavo A. Muñoz, Alfonso Gómez, Ignacio Velasco, David García y Juan Azofra.

## Bibliografía

- [1] CTE DB SE, Código Técnico de la Edificación. Documento Básico: Seguridad Estructural, Ministerio de Fomento, Madrid, 2006.
- [2] EAE, Instrucción de Acero Estructural. Ministerio de Fomento, Madrid, 2011.
- [3] EHE, Instrucción de Hormigón Estructural. Ministerio de Fomento, Madrid, 1998.
- [4] Tanner P, Hingorani R, Development of risk-based requirements for structural safety, en: Joint IABSE — fib Conference on Codes in Structural Engineering, Dubrovnik, 2010.
- [5] Tanner P, Bellod JL, Calvo JM, Roof structure for the new Zaragoza Delicias station. Concept and design, en: Structures for High-Speed Railway Transportation, IABSE Report Vol. 87, 2003.
- [6] Tanner P, La evaluación de los riesgos en ingeniería y en arquitectura. El enfoque del Código Técnico de la Edificación. 2.º Congreso de Puentes y Estructuras de Edificación de ACHE, Comunicaciones, Vol. 2 (Asociación Científico-técnica de Hormigón Estructural, ACHE), Madrid, 2002, pp. 1061-1074.
- [7] EN 1990 2002, Eurocode — Basis of structural design, European Committee for Standardization, CEN, Bruselas, 2002.
- [8] CTE DB SE-AE, en: Código Técnico de la Edificación. Documento Básico: Acciones en la Edificación, Ministerio de Fomento, Madrid, 2006.
- [9] Next Limit Technologies, Análisis de las cargas aerodinámicas de la cubierta de la nueva ampliación de Atocha mediante técnica de simulación CFD, 2009.
- [10] EN 1991-1-4, Eurocode 1: Actions on structures. Part 1-4: General actions — Wind actions, European Committee for Standardization, CEN, Bruselas, 2005.
- [11] EN 1991-1-3, Eurocode 1: Actions on structures. Part 1-3: General actions — Snow loads, European Committee for Standardization, CEN, Bruselas, 2003.
- [12] Morata A, Tanner P, Almarza C, Evaluación de extremos meteorológicos aplicados al Código Técnico de la Edificación (Nota técnica), Dirección General del Instituto Nacional de Meteorología, Ministerio de Medio Ambiente, Madrid, 2004.
- [13] Brown BG, Katz RW, Regional analysis of temperature extremes: Spatial analogue for climate change? *J. Climate* 8 (1995) 108–119.
- [14] Gumbel EJ, *Statistics of Extremes*, Columbia University Press, 1958.
- [15] ATEP, IET. Proyecto y Construcción de Puentes y Estructuras con Pretensado Exterior. H.P. 10-96, 1996, 148 pp.