Disponible en ScienceDirect
www.sciencedirect.com
www.elsevierciencia.com/hya
Hormigón y Acero 2014; 65(273): 169–198
www.e-ache.com

Ampliación del Complejo Ferroviario de Atocha (Fase I)☆

Enlargement of Atocha Railway Station (Stage I)

Mercedes Madrid Ramos[a,*], Guillermo Ayuso Calle[b], Peter Tanner[c], Luca Ceriani[d] y Elena Artalejo[e]

[a] *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*
[b] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos; CFC S.L., Madrid, España*
[c] *Ing. ETHZ/SIA (Eidgenössische Technische Hochschule Zürich); Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos; Cesma Ingenieros S.L., Madrid, España*
[d] *Ingeniero Civil, MC2, Madrid, España*
[e] *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
☆ Puede encontrar on line, la versión en inglés de este artículo.
* Autor para correspondencia.
Correo electrónico: 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.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

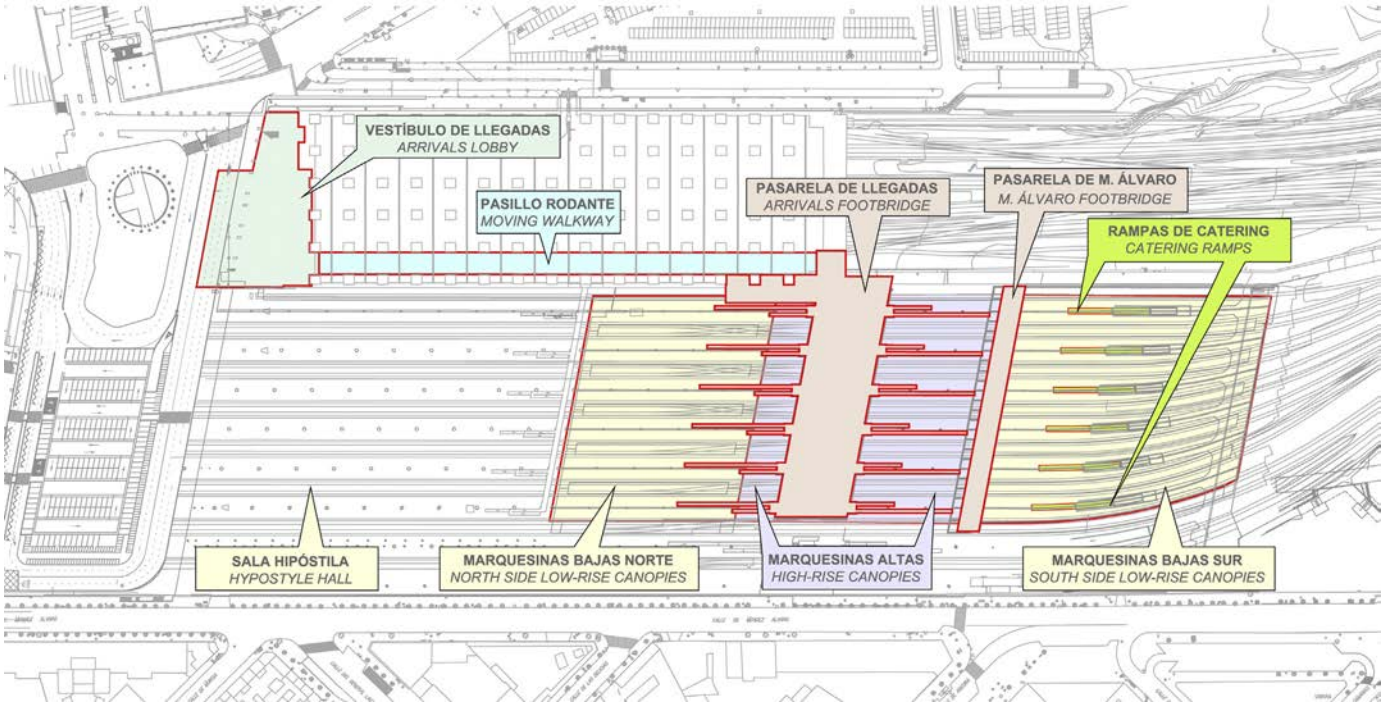


Figura 1. Situación en planta de las actuaciones realizadas.

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

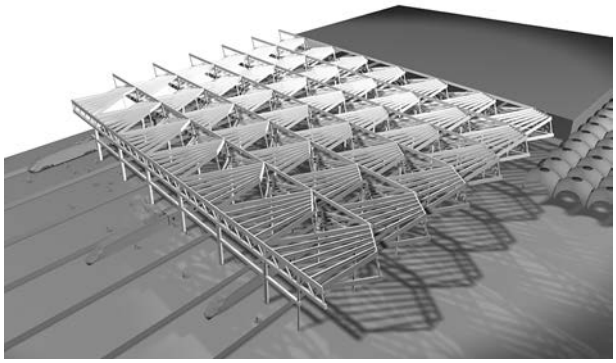


Figura 2. Esquema de la cubierta alta.



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

transversal a las mismas, teniendo esta dimensión una oblicuidad de 10,68° 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° 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.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

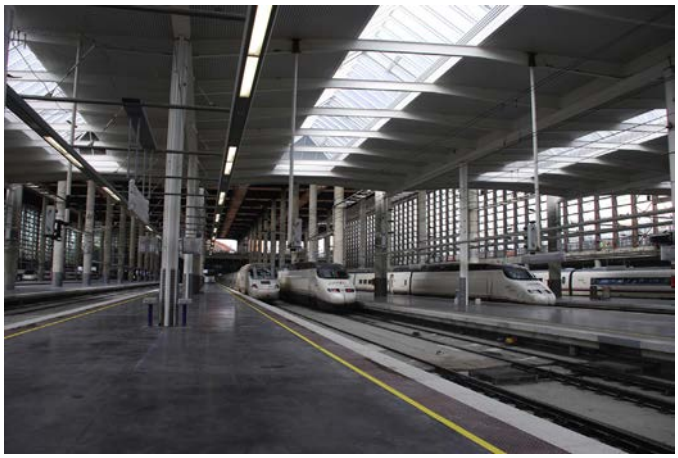


Figura 4. Cubierta baja norte.



Figura 6. Escalera de acceso.

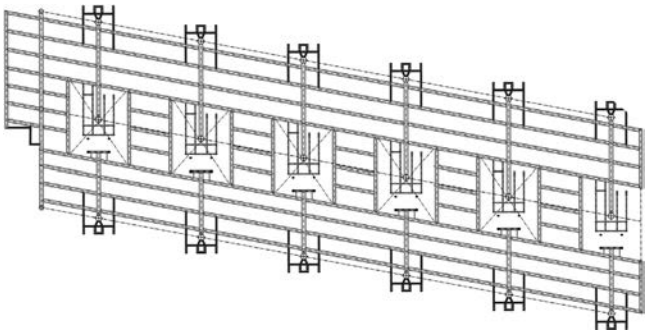


Figura 5. Planta de la pasarela de llegadas.

La pasarela ocupa 2 crujías 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 perfilería 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

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

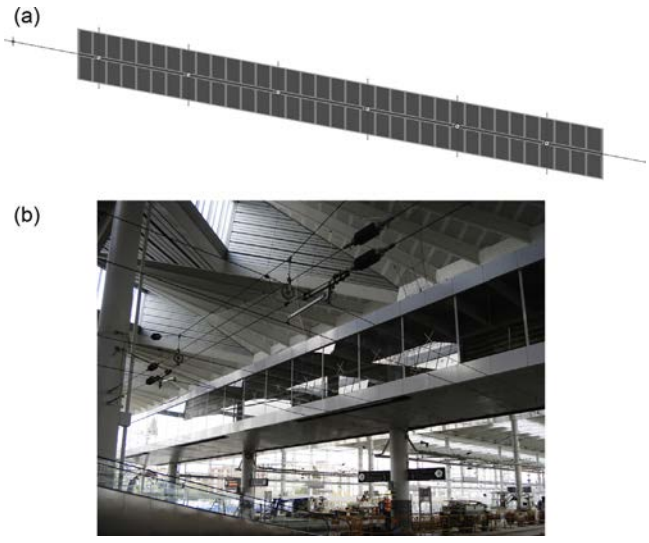


Figura 7. a) Pasarela de Méndez Álvaro, planta. b) Pasarela de Méndez Álvaro, vista durante la ejecución de las obras.

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 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 200×180 mm, y en el otro por una celosía en cruces de San Andrés de tubos de 180×180 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.



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

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.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



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 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].



Figura 10. Rampas de catering, aspecto terminado.

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

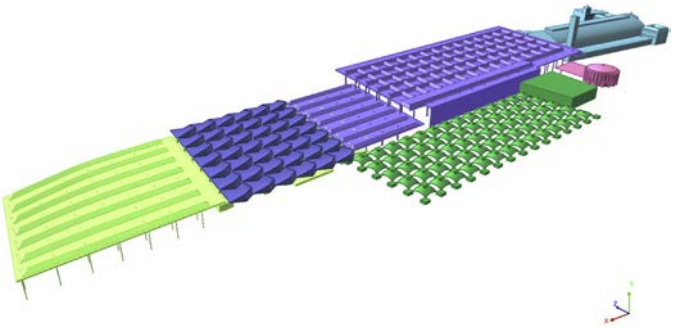


Figura 11. Modelo de cálculo para la simulación numérica de las acciones del viento [9].

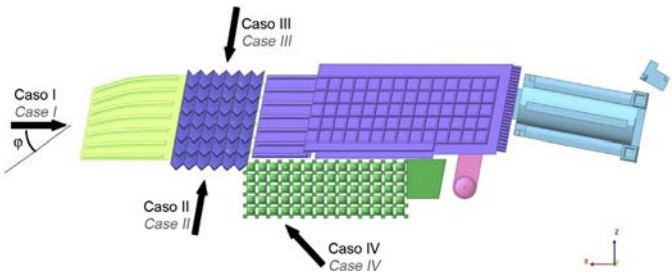


Figura 12. Ángulos de incidencia considerados en el estudio del viento [9].

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 ($\varphi = 0°$), transversal ($\varphi = 79°$; $259°$) y diagonal ($\varphi = 135°$) (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 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 $\varphi = 0°$:

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

$c_{l,\max}$ 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 $\varphi = 135°$. 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 $\varphi = 259°$, 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:

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

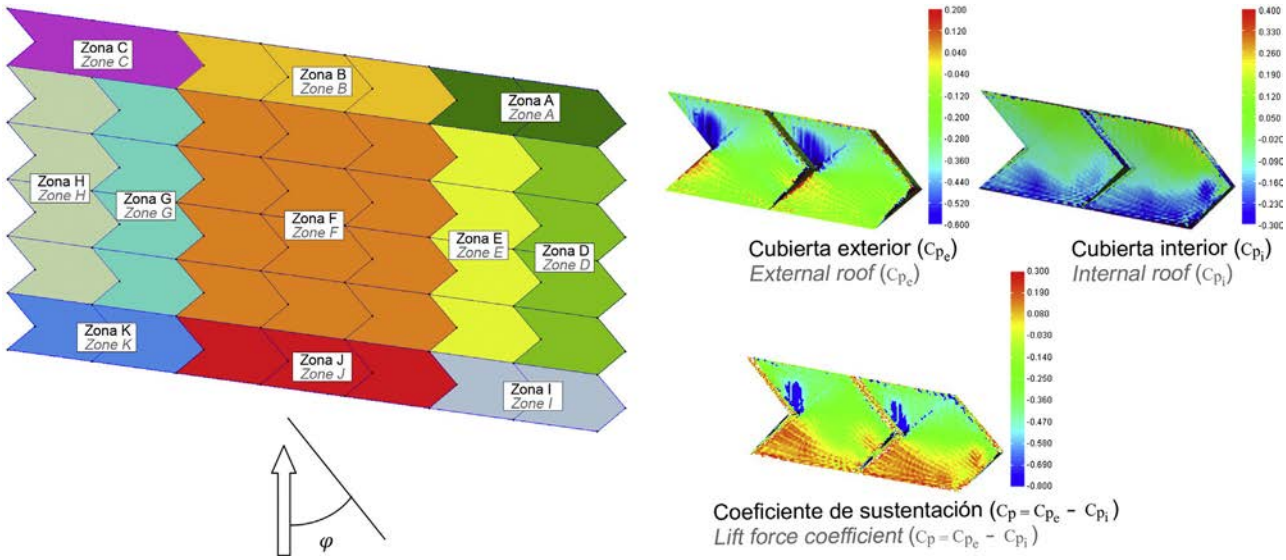


Figura 13. Vista en planta de la cubierta alta con las zonas consideradas para la representación de los coeficientes de presión; resultados para la zona A [9].

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

$q_{w,CFD,\min}$ 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 $\varphi = 259°$, con un valor característico de:

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

$Q_{w,h,CFD}$ 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

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

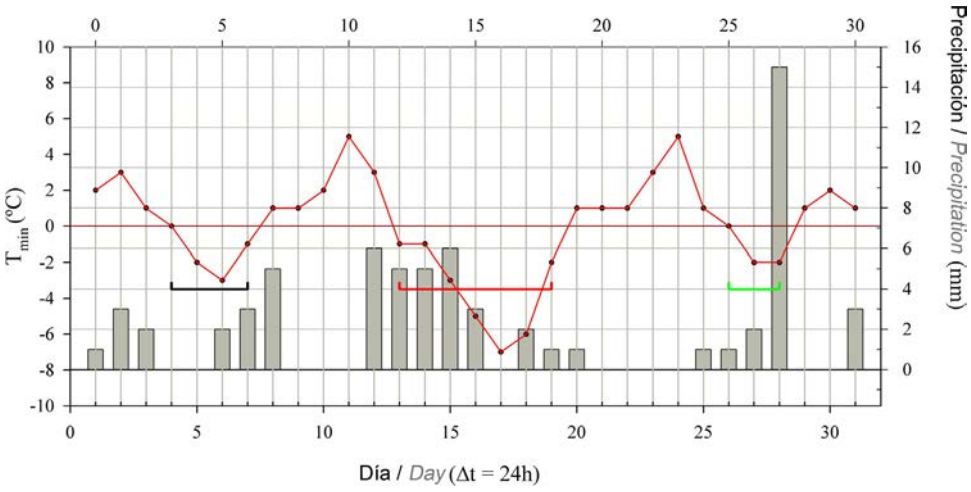


Figura 14. Representación esquemática del procedimiento adoptado para la determinación de la precipitación máxima mensual en forma de nieve [12].

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:

$$q_s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s \tag{7}$$

s carga de nieve sobre el terreno horizontal; μ_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 μ_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.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

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 μ_x, y la desviación típica σ_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 $s_{k,Retiro} = 0{,}24\ \mathrm{kN/m^2}$. 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, $s_{k,Chamartin} = 0{,}295\ \mathrm{kN/m^2}$, y Puerta de Hierro, $s_{k,PuertaHierro} = 0{,}27\ \mathrm{kN/m^2}$. 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:

$$s_{k,Atocha} = 0{,}30 \quad \mathrm{kN/m^2} \tag{8}$$

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 $\rho = 1{,}5\ \mathrm{kN/m^3}$ [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.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

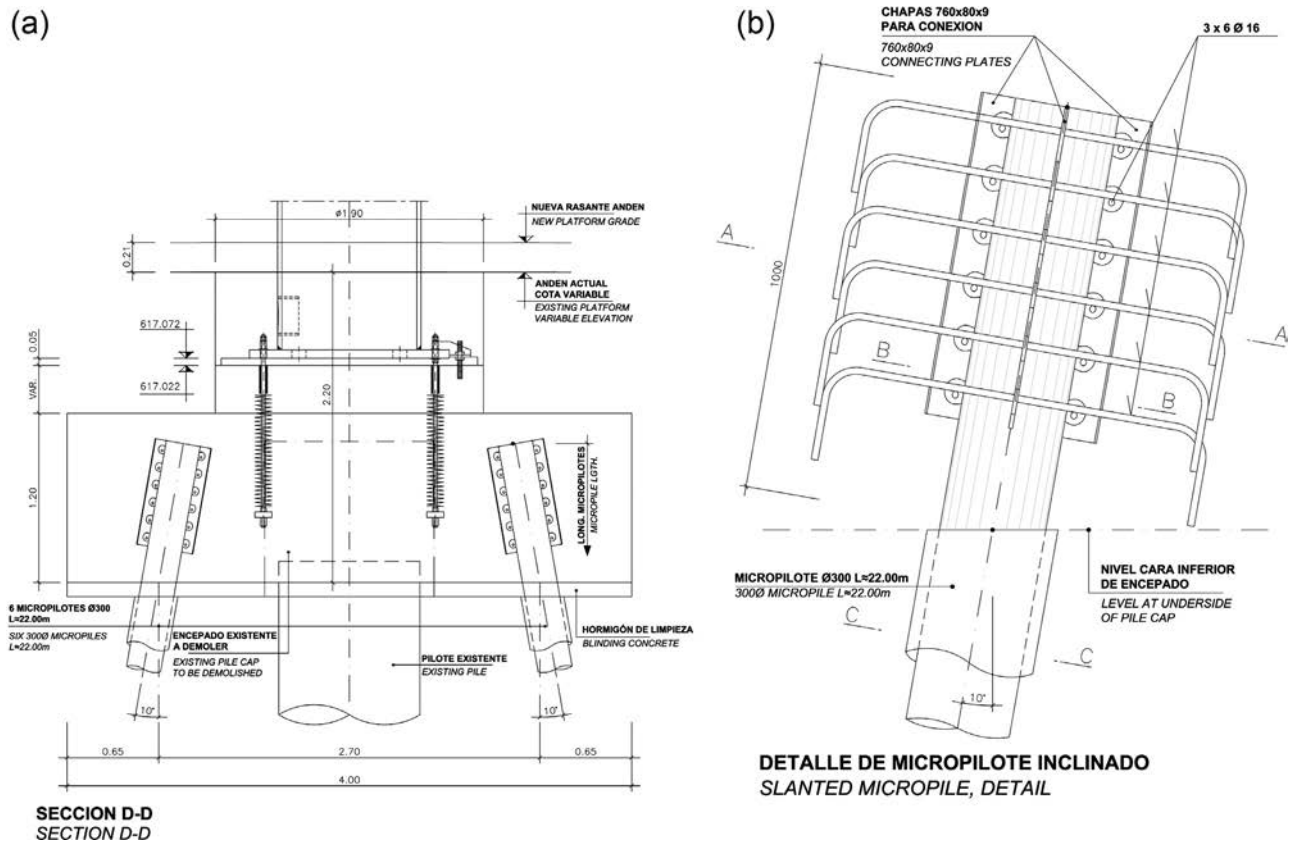


Figura 17. Encepado de la cubierta baja norte con detalle de conexión del micropilote.

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figura 18. Nudo de cubierta alta durante el montaje.

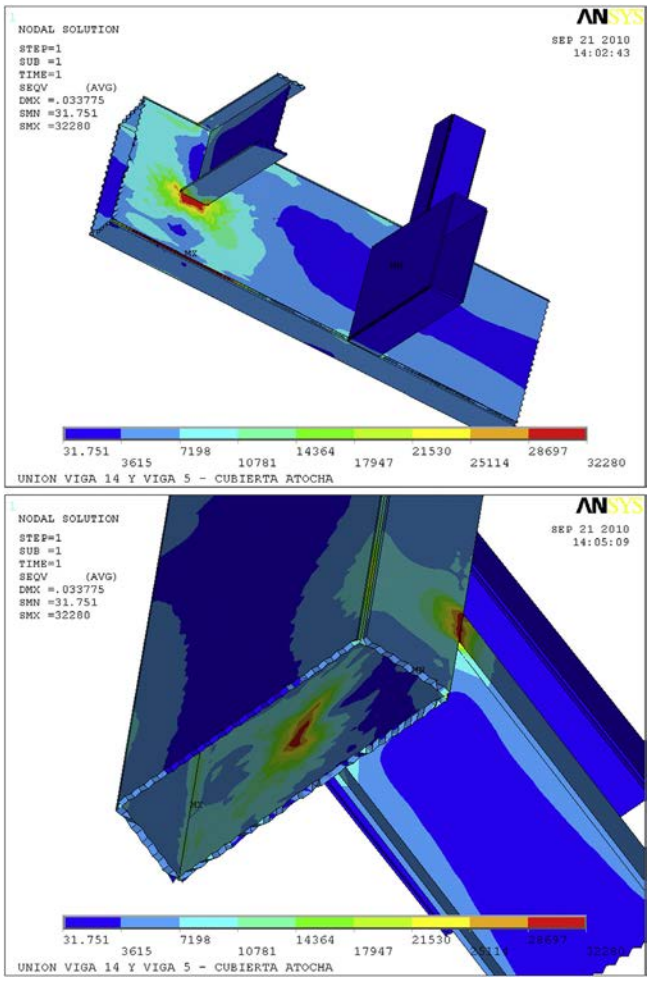


Figura 19. Análisis de un nudo sin rigidización.

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 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

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

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 emparrillado de vigas de hormigón constituido por: a) unas vigas principales postesadas de 2 vanos de 2 × 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 recrecido 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 emparrillados de vigas metálicas y forjado mixto de canto



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

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

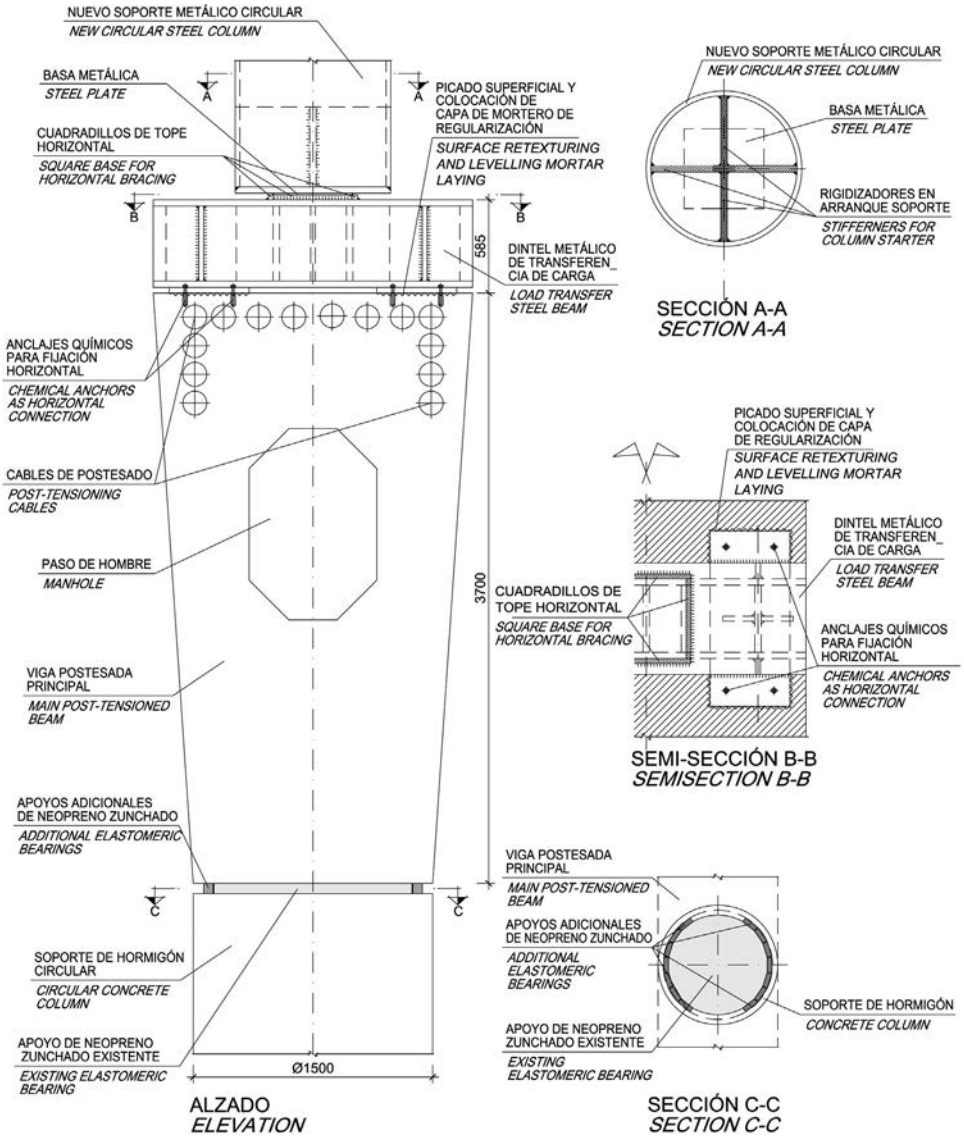


Figura 21. Detalle de apoyo del soporte metálico de cubierta en la viga principal postesada.

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^2, 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.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



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



Figura 24. Refuerzo viga existente mediante postesado exterior.

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 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).

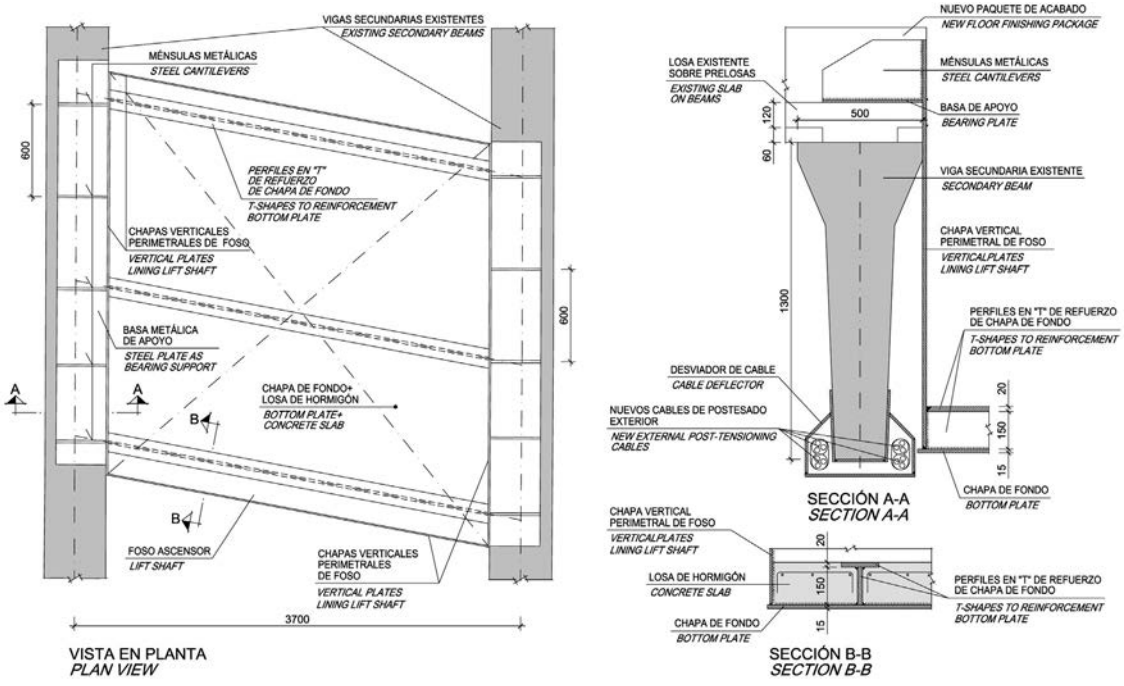


Figura 23. Recinto metálico foso ascensor (planta y sección).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

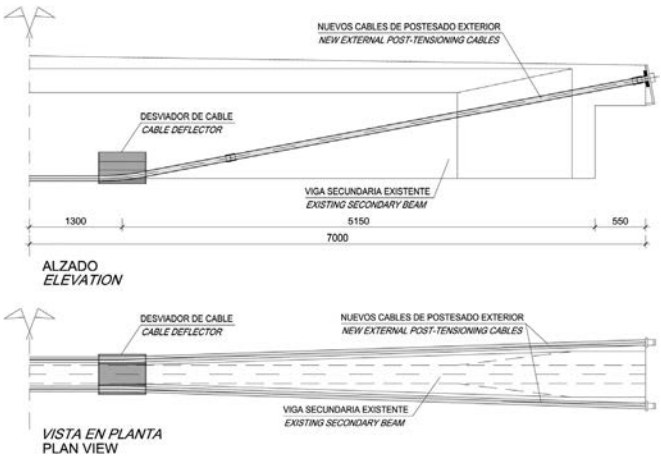


Figura 25. Trazado de cables de postesado exterior.

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 × 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 ($h_{máx}$ = 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

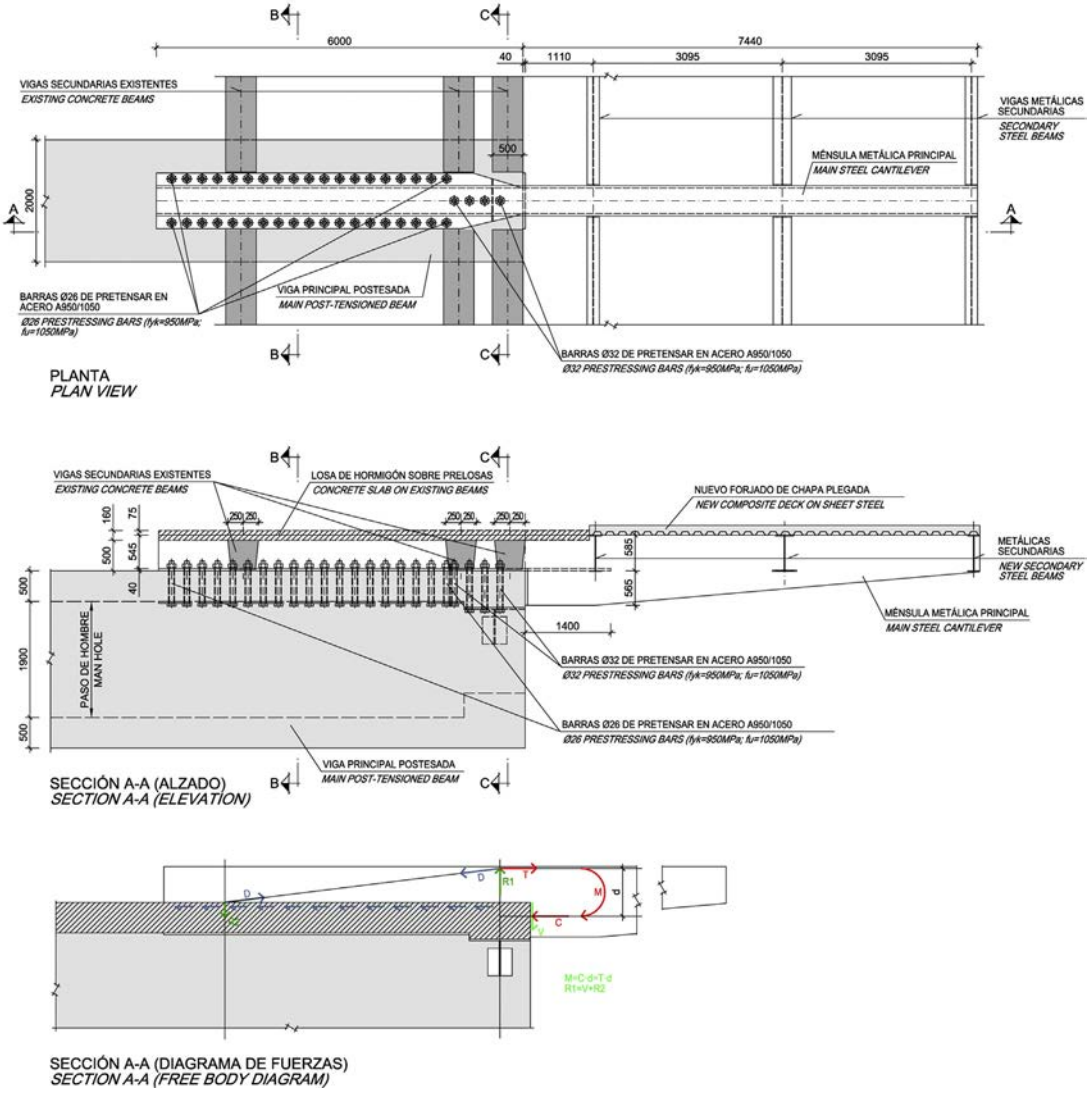


Figura 26. Ménsula voladizo by-pass (planta y alzado). Ver secciones B-B y C-C en la figura 27.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

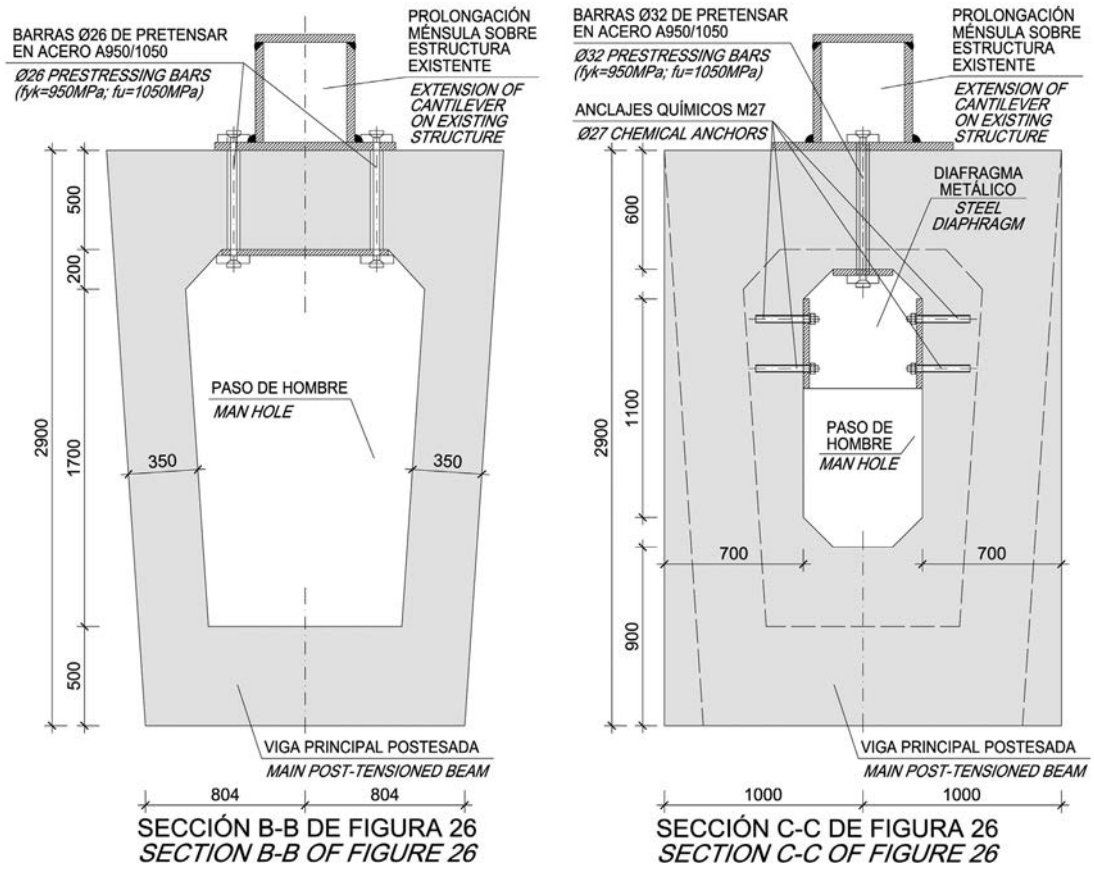


Figura 27. Tramo de prolongación ménsula voladizo by-pass (secciones transversales).

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 en 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 Φ 32 más cercanas al borde de la cubierta transmiten básicamente rasante por rozamiento. Las otras 16 barras de diámetro Φ 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 emparrillado 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.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



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 interejes 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).

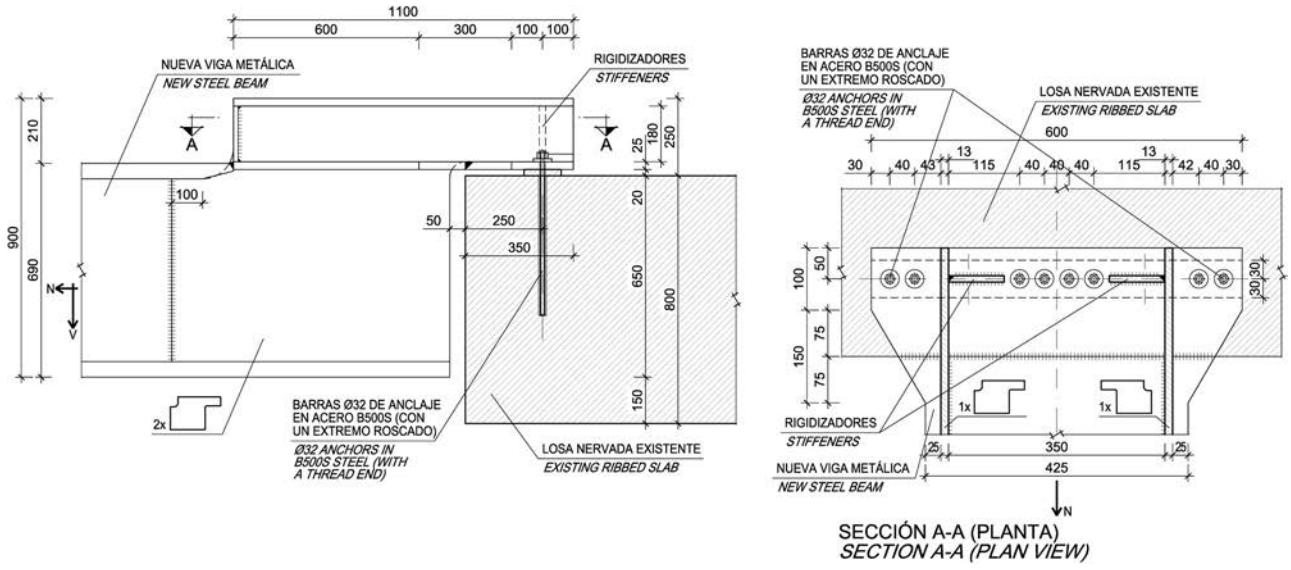


Figura 30. Apoyo a media madera de tipo fijo-articulado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

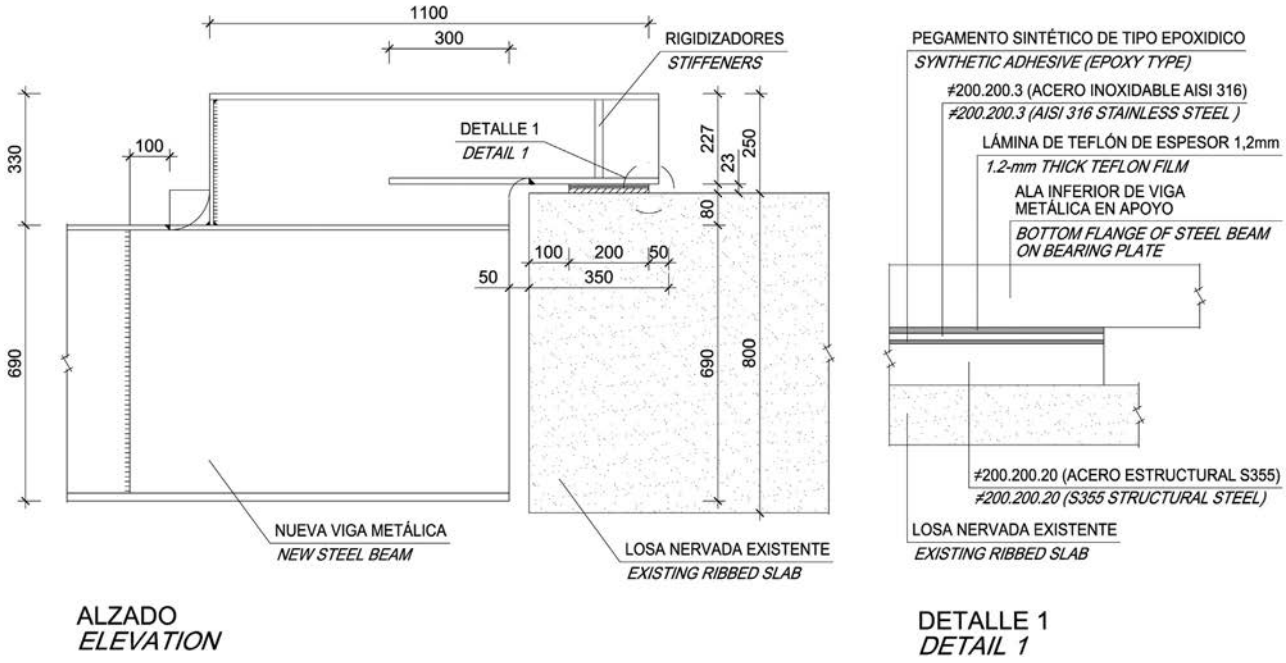


Figura 31. Apoyo a media madera deslizante (alzado).

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 flexiones 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).

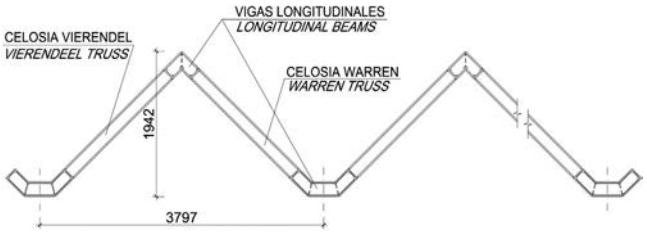


Figura 33. Sección transversal de la cubierta.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

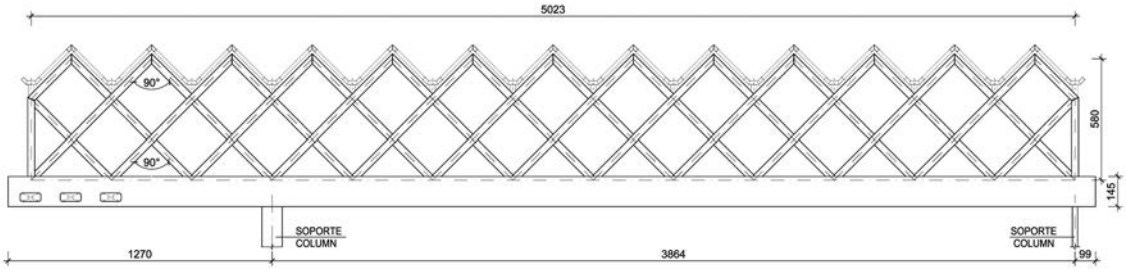


Figura 34. Alzado de la celosía de apoyo.

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 critica 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 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.

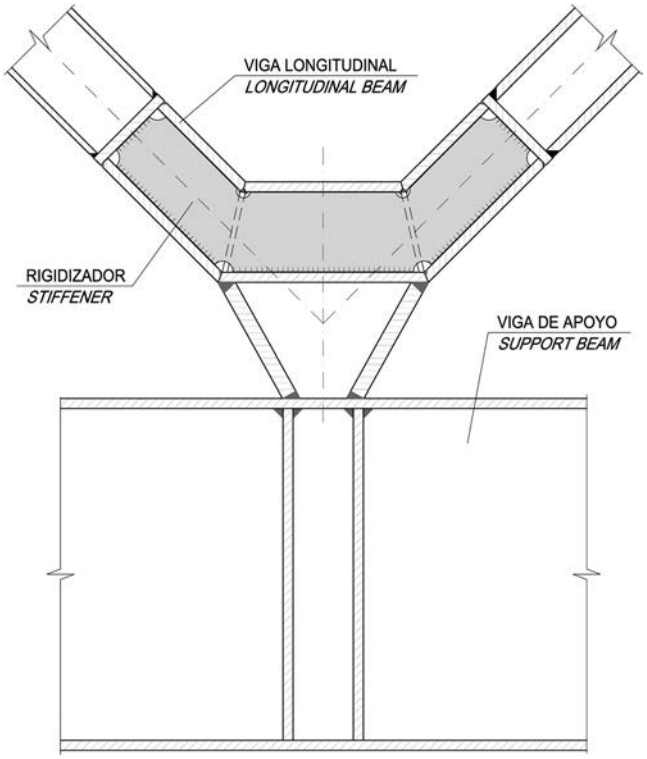


Figura 35. Detalle de los enanos de apoyo.

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.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



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

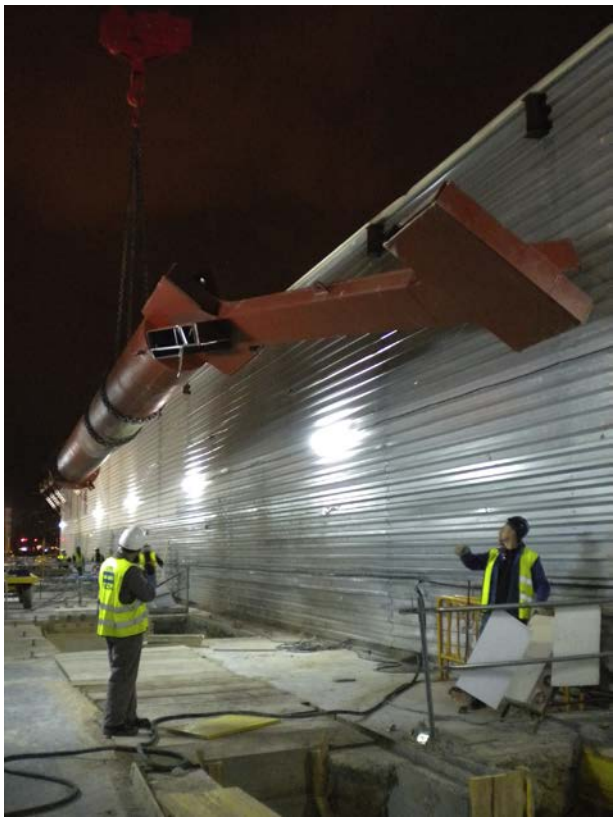


Figura 38. Vista del reducido espacio de trabajo en los andenes tras la instalación de los túneles.

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 antirruido, 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

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figura 39. Pantallas antirruido.

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 4 m de longitud y retirarlas en carritos rodantes hacia el sur del andén (fig. 42).
- Corte y retirada de los pilares de hormigón.



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



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

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

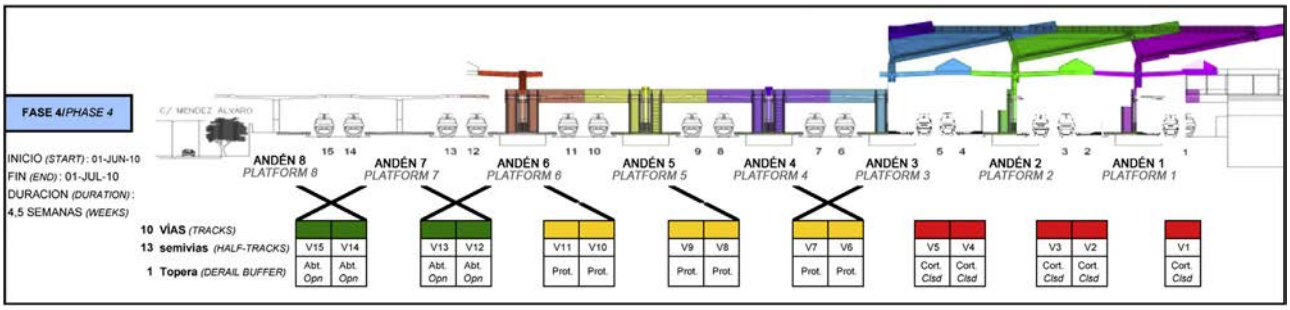


Figura 40. Diagrama de fases y secuencias de corte.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



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 44. Demolición de los túneles provisionales.



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).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



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).

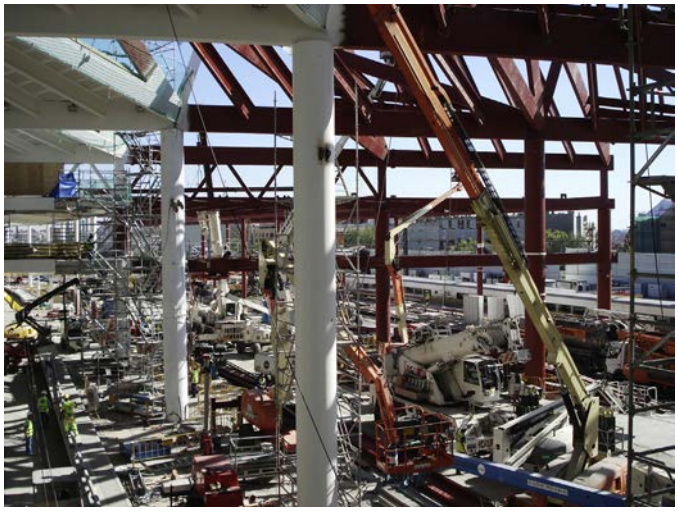


Figura 47. Coordinación de maquinaria.



Figura 49. Montaje de la grúa del andén 8.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



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

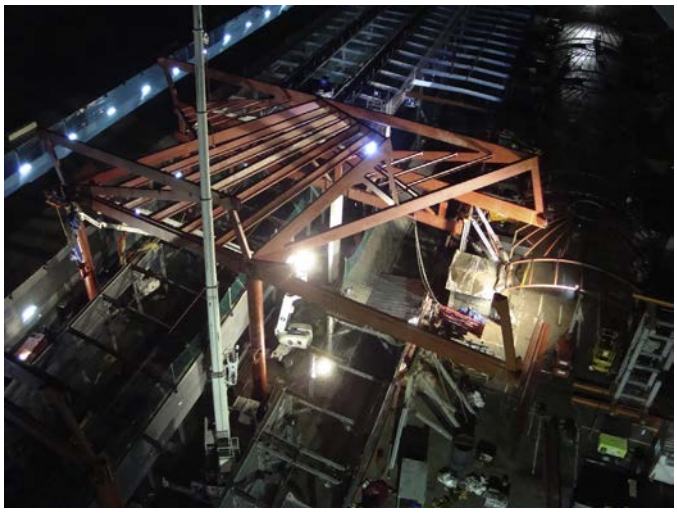


Figura 52. Montaje del primer módulo de la cubierta alta.

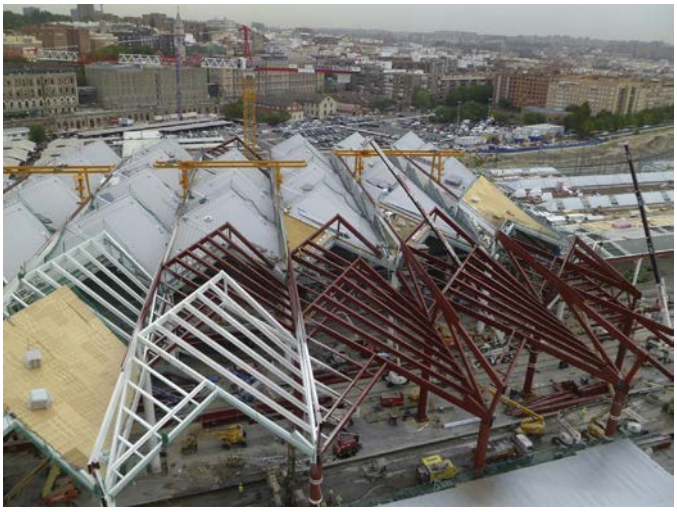


Figura 51. Puentes grúa sobre la cubierta alta.



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

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

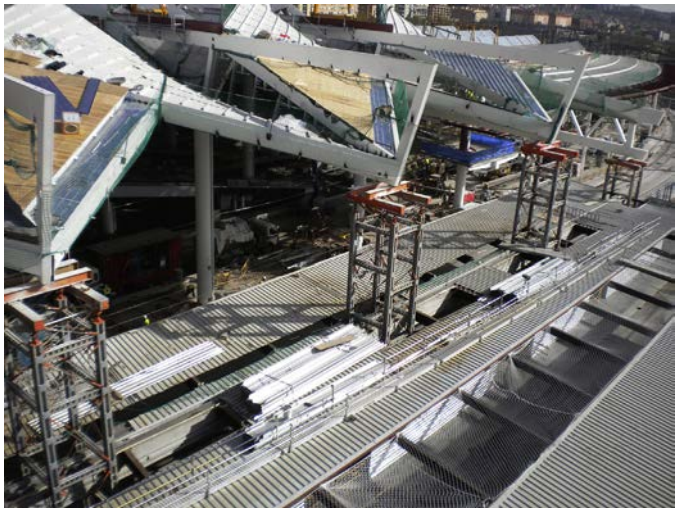


Figura 54. Torres de apeo en andén 7.

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



Figura 55. Montaje de marquesinas bajas.



Figura 56. Aspecto terminado de marquesinas bajas.

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



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 constricción. 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

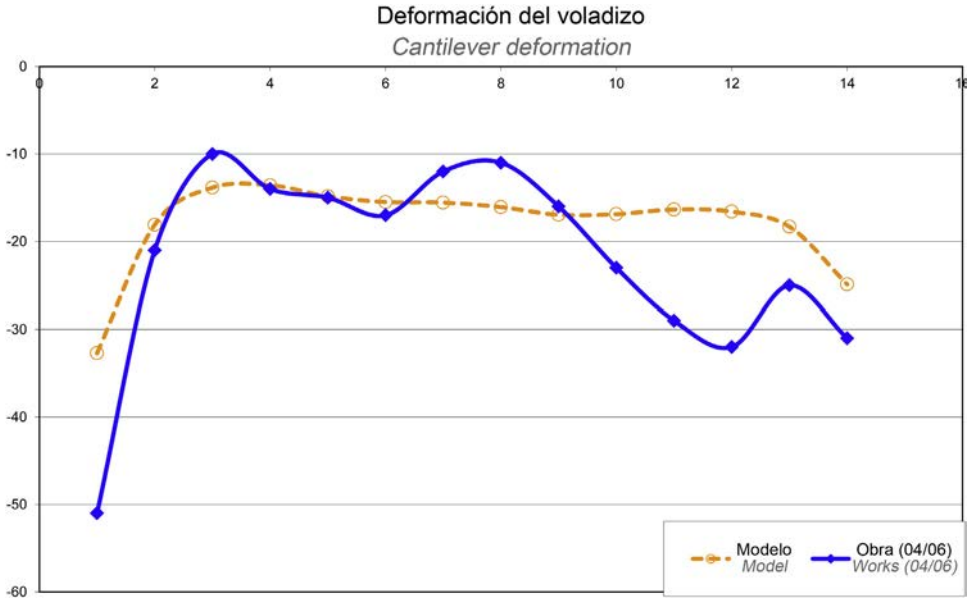


Figura 59. Comparación de movimientos en el voladizo tras el desapeo de la cubierta.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

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 solicitaciones 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

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

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.° 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.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Available online at
ScienceDirect
www.sciencedirect.com
www.elsevierciencia.com/hya
Hormigón y Acero 2014; 65(273): e1–e28
www.e-ache.com

Enlargement of Atocha Railway Station (Stage I)

Ampliación del Complejo Ferroviario de Atocha (Fase I)

Mercedes Madrid Ramos [a,*], Guillermo Ayuso Calle [b], Peter Tanner [c], Luca Ceriani [d] and Elena Artalejo [e]

[a] *Civil Engineer, Technical University of Madrid; Full Professor, School of Civil Engineering, Madrid, Spain; DRAGADOS, S.A., Madrid, Spain*
[b] *Civil Engineer, CFC.S.L., Madrid, Spain*
[c] *Ing. ETHZ/SIA (Eidgenössische Technische Hochschule Zürich); Civil Engineer, Cesma Ingenieros S.L., Madrid, Spain*
[d] *Civil Engineer, MC2, Madrid, Spain*
[e] *Civil Engineer, ADIF, Madrid, Spain*

Received 14 June 2013; accepted 20 June 2013

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.

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

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.

DOI of original article: http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2014.06.001
* Corresponding author.
E-mail address: mmadridr@dragados.com (M. Madrid Ramos).

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2013.06.001
0439-5689/© 2013 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

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

1. Background

Atocha may well be one of the stations that best mirrors the nearly constant change that many such facilities have undergone throughout their history. Sited in the heart of Madrid's urban core, it houses local, medium- and long-distance and high-speed train service.

Atocha Station, or "Mediodía" ("south" in Spanish) Station as it was called for many years, was opened with the launch of the Madrid-Aranjuez line on 9 February 1851. Its five tracks all terminated inside the station building. Passengers boarded from Embarcadreo ("boarding" in Spanish) Square and exited across Méndez Álvaro courtyard. The station was partially destroyed by fire in 1864. In a first enlargement in 1857, the yards and platforms were roofed with simple trusses.

In light of growing service needs, a design for a new station was commissioned from architect Alberto de Palacio. Work began in 1888 and the new station, which consisted of a vaulted bay covering six tracks and their respective platforms, was completed in 1892. The station was the terminal for trains run by the MZA (Madrid-Zaragoza-Alicante) railway company, later absorbed by RENFE (Spanish national railways). These lines connected Madrid to eastern Spain.

A further enlargement was finished in 1992 to meet a number of complex objectives. With its hypostyle hall, the design authored by architect Rafael Moneo created a new space for medium- and long-distance trains, while accommodating new tracks for the Madrid-Seville high-speed line. A car park was also built, together with a local train station with connections to the city's underground. The former station building was converted into a lobby and greenhouse for tropical plants. The roof over the hypostyle hall consists of 16 m × 16 m steel modules resting on very tall columns.

The underground local train facility that forms part of the Atocha complex, commissioned in the nineteen seventies, was built in the nineteen thirties at the end of the tunnel connecting Atocha and Chamartín Stations.

The steep growth in both long-distance and local traffic led to the enlargement discussed hereunder.

2. New enlargement

On the occasion of the 1992 enlargement, the most ambitious to date, the long-distance trains running on Renfe gauge track were replaced with international gauge high-speed trains. In the interim, high-speed traffic has grown exponentially in Spain, with the concomitant saturation of Atocha Station and the need for further enlargement.

Atocha Station cannot grow sideways, for it is limited on one side by the local train station and on the other by Méndez Álvaro Street. Over the years, the city has encircled the facility. The enlargement project planned was consequently divided into several stages, given the volume and complexity involved.

1. The first stage, commissioned in late 2010, consisted of separating the arrival and departure areas, nearly doubling station capacity.
2. The second will entail building an underground station beneath Méndez Álvaro Street for the high-speed trains arriving at Atocha and travelling to Chamartín Station along the new Serrano Street tunnel. At this time, trains travelling south, east and northeast depart from Atocha Station, while trains travelling northwest depart from Chamartín. This second stage of the works will provide greater flexibility in present and future high-speed train departures.
3. The third stage will include a new arrivals lobby over the local station tracks, with direct outdoor access across a multistorey car park alongside the local train tracks.

ADIF (Spanish railway infrastructure authority) commissioned the Atocha enlargement design from Rafael Moneo, guarantee the aesthetic quality of the complex by harmonising the architecture with the preceding enlargement. The structural design was authored by CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.L., and the works were performed by a joint venture chartered by DRAGADOS and TECSA. INECO provided technical assistance. During the works, two engineering firms, CESMA and MC2, furnished the joint venture with technical assistance and many construction solutions.

3. Project description: Stage I

The Stage I works were commissioned on 19 December 2010, when the east corridor reached the capital city. The objective was to change the station's operating configuration by separating arrival and departure passenger traffic to optimise the existing, while building new, facilities.

The works had a substantial social impact, accommodating the passengers and services generated by the country's eastern and other future high-speed lines. The station presently handles

DOI of original article: http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2014.06.001

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

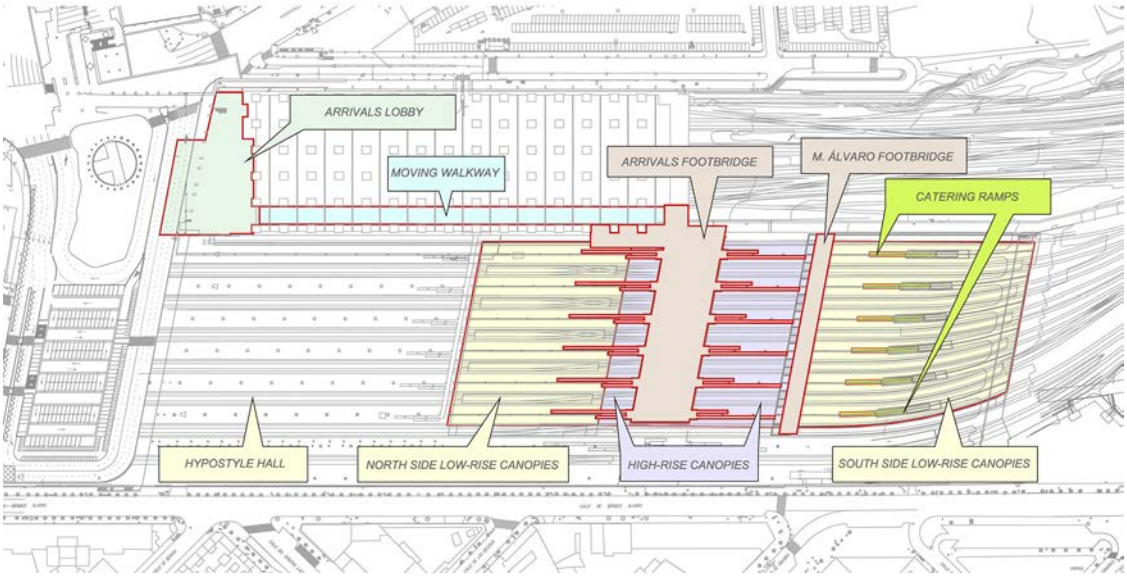


Figure 1. Plan view of elements involved in the station remodel.

16 million passengers yearly, a figure that is expected to grow to 35 million by 2025.

Passenger redistribution called for the following (see Fig. 1).

- An **arrivals footbridge** had to be built over the tracks. It is located at approximately mid-length on the platforms, which it divides in two: the north side for departures and the south for arrivals.
- The entire platform area was roofed. Construction of the 20-metre tall **high-rise canopy or roof** covering the footbridge involved enormous complexity, for it had to be built without interrupting normal train service in either the local or the high-speed station. North and south of the high-rise structure, the platform was roofed with **low-rise canopies**.
- A **moving walkway** was also built to connect the arrivals footbridge to the new arrivals lobby. Its four travelators run parallel to the tracks, from south to north underneath one of the rows of domes on the west side of the local station car park.
- The travelators empty onto the new **arrivals lobby**, from which passengers can access the rest of the station's various levels, as well as urban transportation and the car park.
- The **Méndez Álvaro** footbridge was also built.
- The **catering ramps** were remodelled.

The most prominent railway works included converting four tracks into the international gauge and installing nineteen devices and four scissors crossovers to handle more moving and parked rolling stock.

The platforms were also raised, to 76 cm, to comply with European standards.

Other actions undertaken included rerouting traffic around the bus interchange shelter to further collective transport by widening the bus dock and taxi stand. Embarcadero Square and the Méndez Álvaro taxi courtyard were also remodelled.

4. New structures

The main structural changes called for in the Atocha Station enlargement are described below.

4.1. High-rise canopy

The high-rise canopy is unquestionably the most singular element in Moneo's design. Located on the south side of the station, it covers the arrivals and Méndez Álvaro footbridges and their respective accesses. At its highest, the canopy towers 20 m over the platforms bordering the station's 13 long distance tracks. It consists of 42 modules that measure 17.66 m long crosswise and 16.60 m lengthwise to the tracks. Taken together, the modules form a roof spanning 99.60 m north-south and 123.62 m east-west, skewed at a 10.68° angle with respect to a line perpendicular to the tracks. Its columns are designed as a continuation of the columns in the hypostyle hall.

Overall, the canopy rests on 42 circular steel columns 1 m in diameter and 14 m high, positioned at the corners of each module. The six eastern-most modules cantilever in that direction, and are consequently supported at only two vertices on each module. The six western-most modules follow the same pattern. These outer moduli, cantilevered in this stage of the enlargement, will rest on columns in future stages.

Crosswise to the tracks, seven 5.50 m deep trusses are constrained by a set of six columns (see Fig. 2). All the upper and bottom chords as well as the diagonal lacings are made of 0.25 m wide box members. The upper chords are 0.88 m deep, while the bottom chords measure 1.20 m and the diagonal lacings 0.70 m.

The canopy modules, positioned in between the trusses, are arrow-shaped in the plan view. Each module consists of a hyperbolic paraboloid resting on two generators, with a triangular plane projecting outward from one of its sides. The edge beams that bound each module have a box section measuring 0.70 or

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

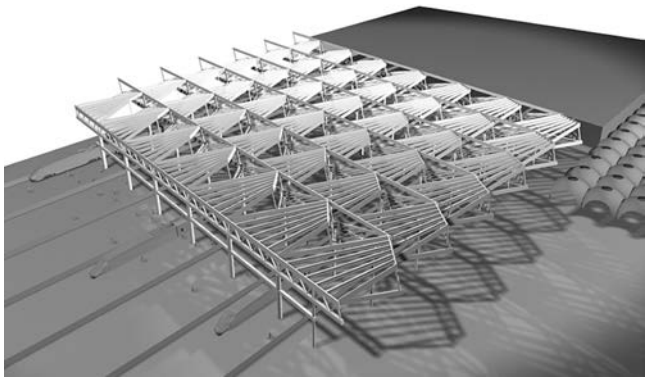


Figure 2. High-rise canopy.

0.90 m deep by 0.25 m wide, with the exception of the two sides formed by the diagonal bridging in the trusses.

The curved surface, a hyperbolic paraboloid, is generated by the slant on the purlins between the top beam in the skylight and the bottom chord on the adjacent truss, which together form a right angle in the plan view. That surface is framed by perimetric box members with the same width as the truss chords and a depth of 0.88 or 0.90 m. In the I-section purlins, in turn, the bottom flange consists of a structural tube, while the top flange accommodates the curved plane. Their web is vertical (Fig. 3).

The new foundations built in the high-rise canopy area are capped micropiles. The existing foundations were disconnected from the vertical loads on the structure and re-used to bear horizontal loads only.

4.2. *Low-rise platform canopies*

On the north side of the track yard, the low-rise platform canopies, which replace the ones built in 1992, are positioned between the hypostyle hall and the new high canopy. In the south platform area, they are an extension to the new roof. The new canopies are made entirely of steel and positioned 4.50 m higher than the former structures, i.e., around 10 m above platform level. The columns are distributed as in the former structure. The foundations under the former north side canopies were re-used and the concrete supports demolished.



Figure 3. Indoor view of the finished high-rise canopy.

The canopies comprise a series of portal frames forming a 79° angle with the platforms and spanning a total of 17.66 m over the tracks. The main beams, parallel to the tracks, rest on steel columns spaced at 16.60 m. Their steel box section is 1.00 m deep and 0.25 m wide. The welded I-section cross-beams measure 0.165 m wide by 0.440 or 0.655 m deep and are positioned transversely to the tracks where they rest on the main beams at 4.15-m intervals.

Natural lighting is provided by continuous roof lights along the track centrelines. These skylights rest on longitudinal box section purlins measuring 0.30 m deep by 0.15 m wide, arranged over the I-section cross-beams (see Fig. 4).

4.3. *Arrivals footbridge*

The new arrivals footbridge, which crosses the platforms at nearly mid-length and a height of 9 m, is roofed by the high-rise canopies. Passengers access the bridge via movators (two per platform), escalators (two per platform), lifts or conventional stairways. Its purpose is to channel passenger traffic from the arriving trains to the moving walkway that empties onto the arrivals lobby.

The footbridge, 33.15 m wide by 103.7 m long, spans two bays. The stairwells and lifts are located in line with the central columns. Passengers accessing the footbridge from the ramps leading up from the platforms will in future be able to exit the station across the footbridge connecting to Méndez Álvaro Street, located on the south side of the high-rise canopies on the same elevation as the arrivals footbridge.

The composite beams that form the structural framework for the footbridge support a likewise composite deck slab (Fig. 5). In this framework, the loads borne by the composite deck slab are received by the longitudinal beams and transferred to the cross-beams, in turn connected to the columns that support the canopy.

The I-section steel shapes in the composite beams measure 1.00 m deep and are topped by a 0.16 m thick composite deck, whose steel plate is 58 mm deep and 1.25 mm thick.

The footbridge may be accessed from the platforms on escalators, movators or lifts, or traditional stairways, fully cantilevered for architectural reasons (Fig. 6).

4.4. *Méndez Álvaro footbridge*

The Méndez Álvaro footbridge was built as a pedestrian connection from Méndez Álvaro Street to the future thoroughfare to be built between Ciudad de Barcelona Avenue and the station, connecting the Delicias and Pacífico quarters. Although the bridge is not accessible at this time, it was built in this stage because it forms part of the new canopies over the platforms.

This structure is on the same elevation as the arrivals footbridge and separates the high- from the low-rise canopies on the south side. It is 9.65 m wide and is supported only along its centreline. It is roofed and fully enclosed on the sides with glazed walls.

It spans 17.66 m bays. Its steel structure is characterised by a bottom box girder 0.80 m deep and 0.60 m wide and a top box

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figure 4. North side low-rise canopies.

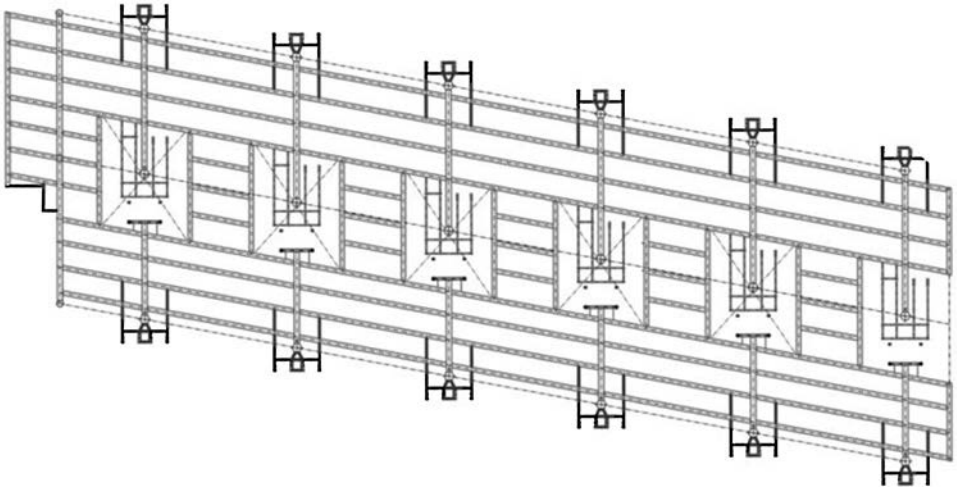


Figure 5. Plan view of arrivals footbridge.

girder measuring 0.80 by 0.40 m that serves as the bottom chord for one of the high-rise canopy trusses. I-section beams measure with a depth ranging from 0.60 m at the restraint to 0.30 m at the end cantilever off these main box girders. The bottom beams support a composite corrugated steel sheet and concrete deck slab 0.16 m deep, while a suspended ceiling hangs from the top beams, connected to secondary shapes that support the high-rise canopy (Fig. 7a and b).



Figure 6. Stairway from platform to footbridge.

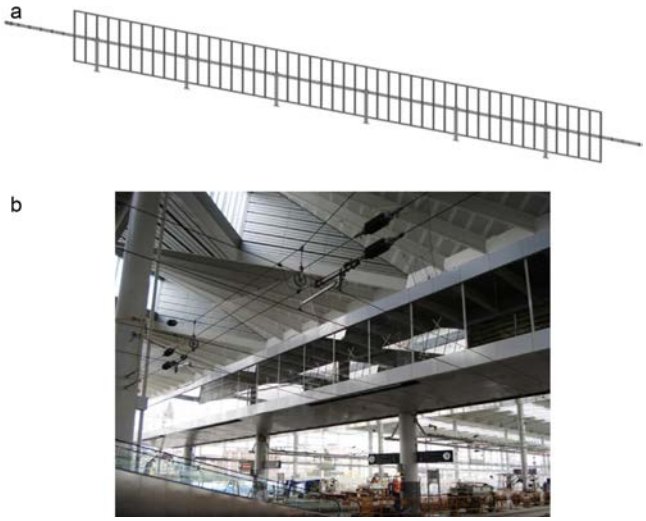


Figure 7. (a) Méndez Álvaro footbridge, plan view. (b) Méndez Álvaro footbridge, photograph taken during construction.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figure 8. View of domes over the moving walkway during construction.

4.5. Moving walkway

The gallery housing the travelators that carry passengers from the arrivals footbridge to the new lobby runs along the entire existing local station car park in the area closest to high-speed track 1. To ensure aesthetic continuity between the domes roofing the passageway and the car park domes, the largest possible number of shapes were maintained and strengthened (Fig. 8).

4.6. Arrivals lobby

Stage I of the Atocha Station enlargement included converting part of the station near the present local train station car park into a new lobby. This irregularly shaped space is located at the end of the arrivals passageway and provides access to the local train station and, from its ground storey, to a car park. The upper storey, connected by a conventional stairway, movators and a lift, exits directly to the outdoor taxi stand and bus shelter.

At elevation 628 (pavement level) the lobby has a 0.20 m deep composite slab resting on 0.65 m deep cellular steel beams with circular openings spaced at approximately 1.90 m. The 400 mm diameter voids in the beams are spaced at 600 mm, centres. This slab rests on the former slab and a lattice truss positioned parallel to the present outdoor pavement. The service ways for the new lobby run through the voids.

The truss has a 1.00 m wide, 1.45 m deep bottom chord and is crowned, instead of by an upper chord, by a crest formed by the diagonal bridging in the trusses.

The roof over the lobby slab rests on the aforementioned lattice truss whose crests determine its geometry. The roof's hips and valleys are L-shapes connected on one plane of the crest by 200 mm × 180 mm parallel steel tubes running perpendicular to the beam, and on the other plane by 180 mm × 180 mm tubes forming a lattice truss. The distance between hips and valleys



Figure 9. Catering ramps while under construction.

is approximately 1.90 m. This roof cantilevers 14.40 m, with a maximum of 23 m between the bearing plate and the truss (see Section 6.2.1).

4.7. Catering ramps

The catering ramps rise to the platforms from a crosswise underground gallery at the south end. Prior to the enlargement, this posed no problem at all because the trains were parked primarily at the north end of the platforms. With the new arrangements, however, in which the arriving trains park in the south, changes had to be made to comply with the existing legislation.

The new and slightly narrower ramps occupy the same position as the former ramps. As the exits were shifted slightly northward, the underground stretch and the sealing slab had to be lengthened. To avoid having to vary the slope or the vertical clearance, the slab was built with a variable depth. The sections were narrowed by lining the existing walls with new ones (see Fig. 9).

The initial position of the low-rise canopy columns interfered with the ramp openings. The solution was to build steel portal frames that span the ramp as springings for the columns (Fig. 10). The portal frame columns, which rise from the new roof slabs in the ramps, were dimensioned from the outset bearing that circumstance in mind. Lastly, some of the new canopy columns were built on the roof over the existing cross-wise gallery. To prevent the transmission of loads to the existing structure, load transfer beams were built on the roof slabs supported by micropile foundations.

5. Works on tracks: platform canopies

5.1. Design specifications

5.1.1. Requirements

Essentially two objectives are pursued in the design, construction, use and maintenance of a structure. On the one hand, it must be afforded sufficient strength and stability to ensure that no unacceptable risks are taken [1–3] (assuming that the

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figure 10. Finished catering ramps.

boundary between acceptable and unacceptable risk is known). On the other, its in-service performance must be suited to user needs, established on the grounds of the planned use. The reliability of a given structural solution [5] in pertinent risk scenarios can be verified either with implicit procedures, applying standardised rules based on the partial safety factor method, or by explicitly proving that the risks inherent in a given structure lie within the accepted threshold [4].

The qualitative analysis stage is of vital importance, for risks or scenarios that go undetected there will be ignored in the rest of the process. If all the objectively known risks and scenarios are identified, subsequent alleviation by adopting the most suitable measures is fairly straightforward and lowers the residual risks associated with a given solution while at the same time optimising costs [6].

5.1.2. Actions and effects

Two categories of hazards were identified for the canopies on the Atocha Station enlargement: the natural environment and human activities. The following hazards fall under the first category:

- relative deviations from the models applied for wind, snow or temperature action;
- structural overloads induced by hailstorm or rainwater, concurring with a collection system failure;
- deviations from the soil strength values assumed;
- chemical reactions.

The second category includes the following hazards:

- structural overloads induced by maintenance operations;
- human error, such as deviation from the assumed values for manufacturing imperfections, mechanism deterioration for want of maintenance, or actions or effects not taken into consideration.

The measures adopted in the platform canopies forming part of the Atocha Station enlargement to mitigate wind and snow

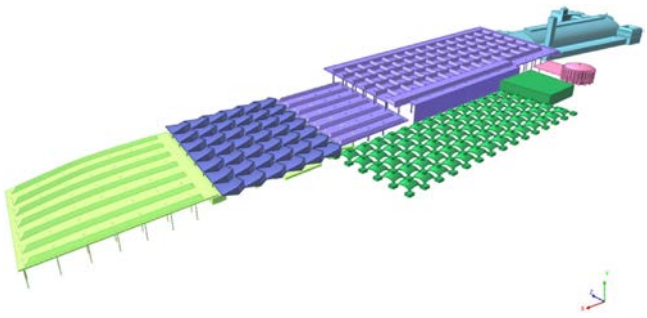


Figure 11. Numerical model for simulating wind action [9].

action are described below. They consisted of developing realistic models by establishing the theoretical and experimental parameters defining such actions. These models were subsequently used for partial safety factor method-based structural engineering. That procedure affords the structure sufficient stiffness and strength to reliably meet the existing requirements (see Section 5.1.1), provided that planning, construction and test assessment, as well as the theoretical premises, are in keeping with the safety requisites laid down in the applicable legislation [7].

5.1.3. Wind

5.1.3.1. General. The distribution and value of the pressure exerted by the wind on a building and the resulting forces depend on the size and shape of the structure, its surface characteristics and permeability, wind direction and intensity and the gust effect. These forces can be determined as the sum of the local pressure acting on the various areas of the external (1) and internal (2) surfaces of a building, where positive pressure represents a force per unit of area acting on the surface:

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

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

c_{pe}; c_{pi} internal and external exposure factors, respectively; c_e exposure factor; q_b basic velocity pressure.

The rules for actions on structures, such as described in the Spanish Technical Building Code [8], contain sufficiently precise information both for the basic velocity pressure value, with depends on basic wind velocity, and for exposure factors. On the contrary, neither the rules nor the specialised literature on wind loads define exposure factors for geometries such as in the roof over Atocha Station. In such cases, where warranted by construction costs and the singularity of the structure involved, wind tunnel tests are recommended.

5.1.3.2. Numerical simulation. Instead of traditional wind tunnel testing, computational fluid dynamics (CFD) [9] modelling was used to analyse the station as a whole, including both the new elements and the station volumes prior to the enlargement (Fig. 11). A number of simulations were run with this model, in which four representative angles were assumed for wind action: one longitudinal ($\varphi = 0°$), two cross-wise ($\varphi = 79°; 259°$) and one diagonal ($\varphi = 135°$) (Fig. 12). In each case, the internal

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

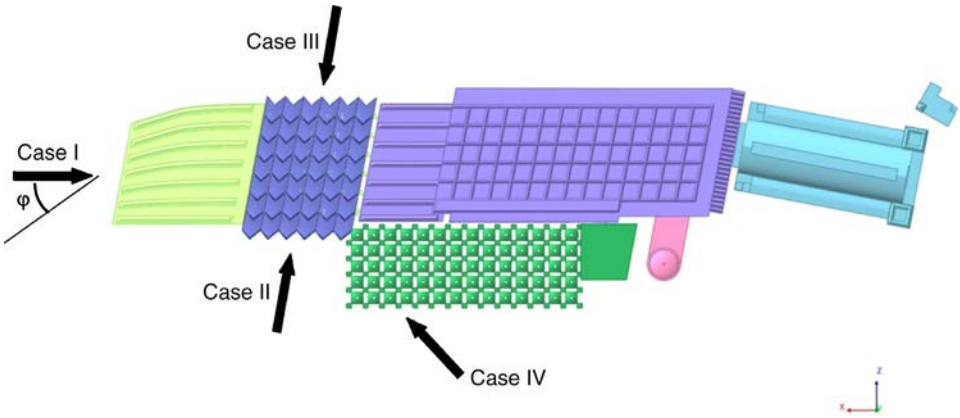


Figure 12. Angles of incidence assumed for the wind study [9].

and external exposure factors on every surface were analysed, along with the overall drag and lift force coefficients for the whole structure. Once the aforementioned coefficients were defined, the static forces equivalent to the wind action could be calculated for each surface of the roof (Section 5.1.3.3).

5.1.3.3. Results. For the intents and purposes of representing the exposure factors obtained with the numerical model, the high-rise canopy was divided into regions, each grouping modules for which exposure conditions were comparable. By way of example, Fig. 13 shows the internal and external exposure factors found for the northeastern modules (Region A). The lift force coefficients, i.e., the vectorial sum of the internal and external exposure factors, are shown for the same modules. Moreover, the force coefficients were obtained by integrating the lift force coefficients over the entire area of the structure. The components of these coefficients are generally represented on orthogonal coordinates.

When the angle of wind incidence was $\varphi = 0^\circ$, the highest lift force coefficient was observed for the modules in the southernmost bay (Regions I, J, K):

$$c_{l,\max} = (c_{pe} - c_{pi})_{\max} = 1.2 \tag{3}$$

$c_{l,\max}$ maximum lift force coefficient.

When the angle assumed was $\varphi = 135^\circ$, the same peak value was found for the north bay modules (Regions A, B, C). Positive lift force coefficient values denote a downward force (pressure) per unit of area. Using the aforementioned value in conjunction with the basic velocity pressure value and the exposure factor determined as specified in the existing codes [8] yields the following characteristic value for the peak local velocity pressure on the slanted surfaces on the north and south modules:

$$q_{w,CFD,\max} = c_{l,\max} \cdot c_e \cdot q_b = 1.2 \cdot 1.71 \cdot 0.42 = 0.86\,\text{kN/m}^2 \tag{4}$$

$q_{w,CFD,\max}$ characteristic value of the peak local velocity pressure found with numerical analysis.

Analogously, the minimum lift force coefficients can also be extrapolated from the numerical model results. The minimum value was found with an angle of wind incidence of $\varphi = 259^\circ$ for the west side bay on the high-rise canopy (Regions C, G, H). This value, whose negativity denotes an upward (suction) force per unit area, together with the basic velocity pressure value and exposure factor, yields the characteristic value of the minimum local pressure on the slanted surfaces of the aforementioned modules:

$$q_{w,CFD,\min} = c_{l,\min} \cdot c_e \cdot q_b = -1.0 \cdot 1.71 \cdot 0.42 = -0.72\,\text{kN/m}^2 \tag{5}$$

$q_{w,CFD,\min}$ characteristic value of the minimum local velocity pressure (suction) found with numerical analysis.

Further to the foregoing, the slanted surfaces of the northwestern modules (Region C) may be affected by both the maximum and minimum (suction) local velocity pressure, depending on the angle of wind incidence. While this region is on a corner of the roof where wind loads are often extreme, wind action was likewise found to be extreme in other modules at some distance from the corners: namely Regions B, J (pressure) and G (suction).

The overall wind load on the structure is found by multiplying the aforementioned force coefficients by the reference area, in this case the plan view projection of the high roof, as well as by the basic velocity pressure and the exposure factor. This force can be decomposed using the same system of coordinates as for the force coefficients. Given the portal frame design for the platform canopies, the determinant for structural performance and safety is the horizontal component of the wind force. The least favourable situation is found for an angle of wind incidence of $\varphi = 259^\circ$, whose characteristic value is:

$$Q_{w,h,CFD} = 800\,\text{kN} \tag{6}$$

$Q_{w,h,CFD}$ characteristic value of the horizontal component of the wind force found with numerical analysis.

The values obtained for the other two angles of incidence studied, while smaller, were on the same order of magnitude. Lastly, contrary to the aforementioned local pressures, which have a heavy impact on the dimensioning of structural and non-structural elements with small areas of influence, the vertical component of the wind force is of very limited relevance to the structural performance and safety of the system as a whole.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

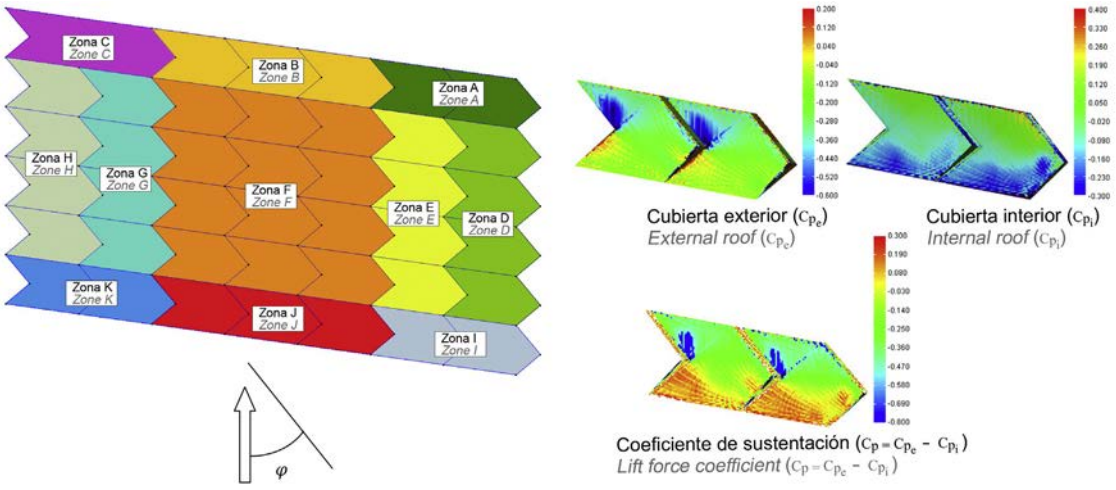


Figure 13. Plan view of the areas of the high-rise canopy used to represent exposure factors: results for Region A [9].

5.1.3.4. Benefits. Although the codes on actions affecting building structures contain no information on pressure coefficients or force for roofs such as in the Atocha Station enlargement (Section 5.1.3.1), the local pressures and overall forces induced by wind loads can be estimated from standardised rules [8,10] and assumptions based on analogy and likelihood.

Comparing the wind loads found in that way to the action deduced from numerical analysis is an illuminating exercise. In this case, the former approach was found to be conservative, except for local wind pressure: a prudent interpretation of the standardised rules [8,10] yields a characteristic value for the side modules essentially equal to the value found with numerical analysis (Eq. (4)). Side module suction and the horizontal component of the overall wind force on the high-rise canopy, however, were 55% and 80% lower, respectively, when computed with numerical analysis than with standardised rules. Such reductions led to indisputable benefits in the dimensioning of roof members, particularly the purlins, the nodes (which must be stiff enough to ensure portal frame stability), and the deep micropile foundations (which are highly sensitive to horizontal forces). Moreover, smaller wind suction values may also have a beneficial effect on roof plating and clamp dimensions.

5.1.4. Snow

5.1.4.1. General. The distribution and intensity of snow loads on any structure in general and on roofs in particular depend on climate, topography of the surrounding terrain, the proximity of other buildings or obstacles, building shape and site, wind effects, roof characteristics and the thermal exchange on its surface. Structural analysis of the snow load on a roof should explicitly cover at least the effect of altitude, regional climate, roof shape and building exposure.

Most of the models available to determine snow loads are only applicable to roofs exposed to normal wind conditions, with a natural depth of snow. Such is the case of the models set out in the Spanish Technical Building Code [8] and the Eurocode [11], according to which the snow load on a roof, q_s, can be found from the following expression:

$$q_s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s \tag{7}$$

s snow load on horizontal ground; μ_i snow load shape coefficient; C_e exposure coefficient; C_t thermal coefficient.

The snow load on horizontal ground protected from the wind and representatively located on the building site provides the information needed to determine the effect of regional climate and altitude. Further to codes [8,11], the load should be assumed to be the characteristic value, s_k, for a 50 year return period, i.e., the value with a 2% likelihood of being exceeded in any given year.

The snow load shape coefficient of a roof, μ_i, provides a measure of the ratio between the snow load on the roof and on horizontal ground near the building site. Since snow may fall with or be followed by wind, the snow depth on the roof may be irregular. For this reason, codes [8,11] introduce two families of snow load shape coefficients for roofs exposed to normal wind conditions to be able to determine snow loads assuming the following distributions:

– Undrifted snow load with no wind-induced redistribution.
– Drifted snow load due to wind.

In buildings with multi-span roofs at different elevations, consideration must be given to the possible slippage of snow from the upper to the lower levels.

With the exposure coefficient, C_e, the model accommodates the effect of a number of factors on the snow load, including topography, proximity of structures or obstacles, wind conditions and solar radiation. Finally, the thermal coefficient, C_t, factors in the effect of the thermal properties of the roof and the indoor thermal conditions on the snow load.

The information provided in the codes for determining the parameters on which the snow load on the roof depends (Eq. (7)) is conservative, by and large. This is true of Spain's Technical Building Code [8]. While in the framework of structural

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

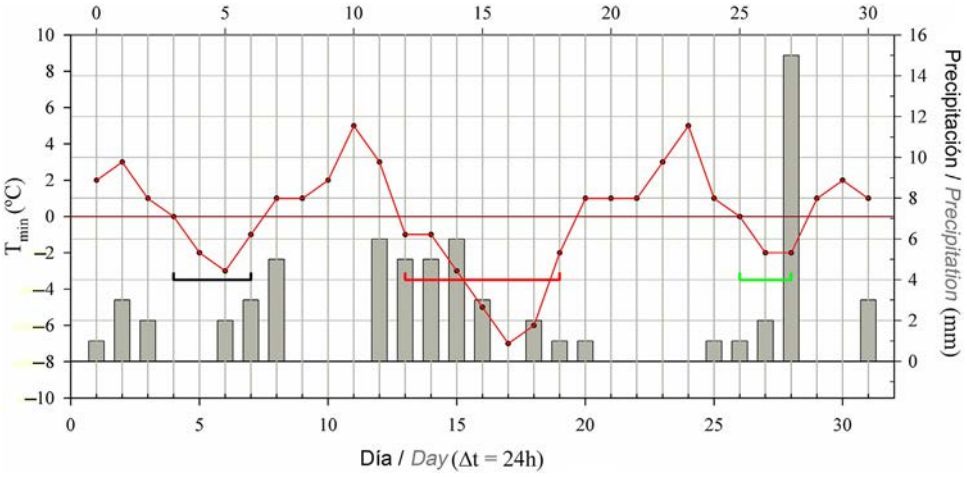


Figure 14. Procedure used to determine maximum monthly snowfall [12].

engineering design, the snow load shape, exposure and thermal coefficients cannot be changed, the characteristic value of the snow load on the ground can be modified fairly simply, providing a weather station located close to the building site and itself protected can furnish a sufficiently long and reliable historical data series. A temperature and rainfall observatory in Retiro Park, located in the vicinity of Atocha Station, meets those requirements. The snow load on the ground was consequently determined from the records on file in that observatory.

5.1.4.2. Methodology. Inasmuch as the weather stations forming part of the State Meteorology Agency (Spanish initials, AEMET) do not directly record snowfall depth or density, the study was based on an indirect assessment of the water equivalent of the snow cover [12]. The precipitation accumulated in a series of consecutive days with low temperatures of 0 °C or under was found from the meteorological records available at a given station (see Fig. 14). The maximum snowfall for each month was calculated from the value found for each such series, assuming that the snow melted in the intervals between any two consecutive series. Since the measure was the water equivalent of accumulated snow, there was no need to factor the coefficient for altitude conversion into the gravity load calculations.

The value of the snow load on horizontal ground with a 2% likelihood of occurrence is found from the data on record at a given station, established as in the above procedure. A number of studies used for these intents and purposes, such as [13], have shown that yearly extreme hydrological values provide a suitable fit to the so-called Gumbel distribution [14].

The 50-year return period value is found from the mean, μ_x, and standard deviation, σ_x, for the yearly maximum snow load determined from the series of maximum values for the station in question and assuming the aforementioned distribution [14]. Further to codes [8,11], this value is the characteristic value of the snow load on horizontal ground at the station analysed.

5.1.4.3. Results. The Retiro weather station has records for the period running from 1901 to 2002. Using only the values for winters when snow was recorded, the statistical method described in the preceding item yielded a characteristic value for the snow load on the ground of $s_{k,Retiro} = 0.24\,\text{kN/m}^2$. Characteristic values were also found for other weather stations in Madrid with sufficiently long historical series, more specifically Madrid Chamartín, $s_{k,Chamartin} = 0.295\,\text{kN/m}^2$ and Puerta de Hierro, $s_{k,PuertaHierro} = 0.27\,\text{kN/m}^2$. Based on those findings, the characteristic value for snow load on the ground at Atocha Station was (conservatively) adopted as:

$$s_{k,Atocha} = 0.30\,\text{kN/m}^2 \quad (8)$$

Assuming a value of $\rho = 1.5\,\text{kN/m}^3$ for the specific weight of the snow during the maximum load season, the aforementioned characteristic snow depth value found was 0.2 m, a subjectively credible number.

5.1.4.4. Benefits. For a given place, the characteristic value for the snow load on the ground obtained from reliable experimental data as explained in the preceding sections can be compared to the characteristic value found by applying the legislation in effect [8]. For Atocha Station, using Madrid weather station records proved to be enormously beneficial, for the snow load found was on the order of 50% lower than calculated with the standardised method [8]. That difference, which led to considerable savings in the dimensioning of purlins and other roof elements, structural and non-structural, might seem surprising, given that the data from the aforementioned three stations were also used to define the formulas for calculating the snow load on the ground set out in the code [8]. A rational explanation is at hand, however, given the wide scatter in the 1024 series of maximum yearly snow load values [12] that the model proposed in the code attempted to accommodate [8].

5.2. Structural approach

5.2.1. Curtain wall

The southward extension of the platform canopies called for building a new curtain wall to protect users from the elements (Fig. 15). That wall begins at the same point as the south side low-rise canopies and runs to the opposite end of the roof along

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figure 15. Curtain wall during construction.

the entire wall that separates the high-speed from the local train tracks.

The curtain wall, with uprights positioned at 4.5 m intervals and interconnected with crossbars, rests on a trapezoid section beam, in turn supported by circular steel columns spaced at 16.60 m and aligned with the columns that bear the canopy roof. The purlins on that side of the roof afford the wall horizontal support while transferring to it the respective vertical load.

The uprights are 0.30 m × 0.17 m rectangular tubes and the crossbars 0.12 m diameter circular tubes. The width of the 0.80 m deep trapezoid beam ranges from 0.40 to 0.50 m, the latter concurring with the diameter of the circular columns.

5.2.2. *Foundations*

Foundations, an essential part of any structure, in this case called for particular attention due to two needs: to work in an environment conditioned by previous remodels and to customise the design of the foundations under each column. Several conditioning factors and specific problems had to be addressed in each. Moreover, due to the existence of any number of service ways and galleries whose exact location would not be known



Figure 16. North side low-rise canopy foundations.

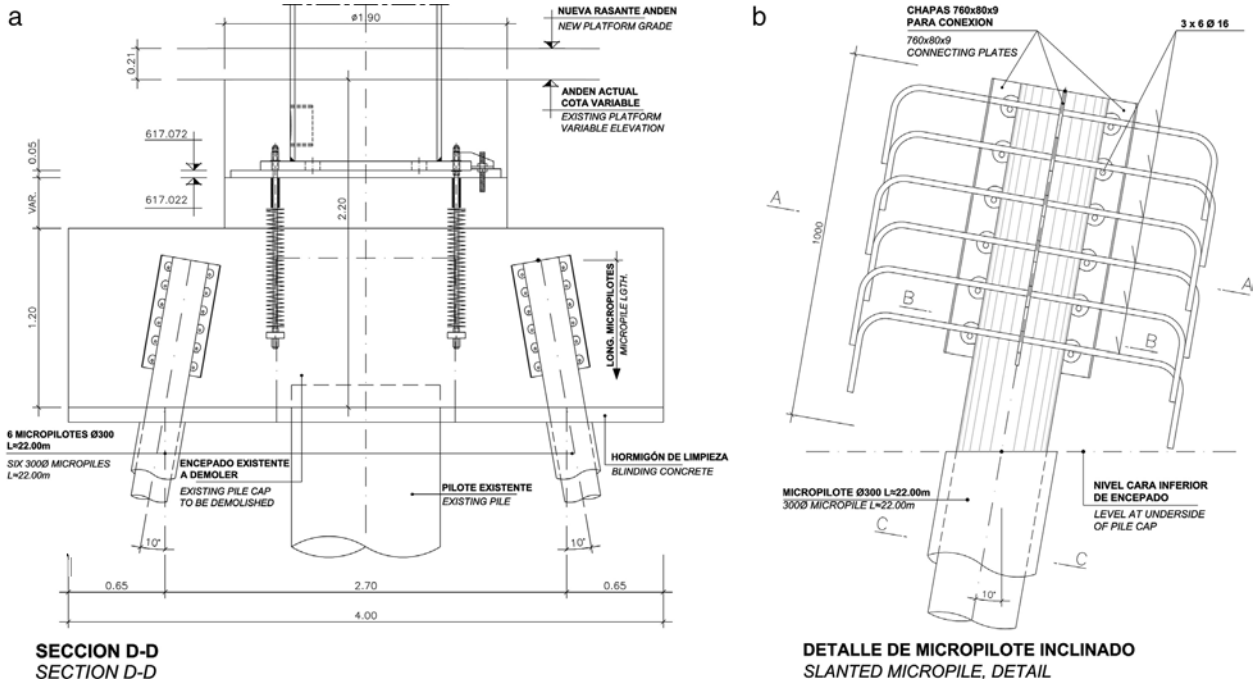


Figure 17. Pile cap for the north side low-rise canopy and detail of connection to the micropile.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

until work began, the foundations had to be adapted to each member individually. The result was foundations "à la carte" in which standardised detailing was not feasible.

The existing foundation piles were re-used for the north low-rise canopies, to whose caps the new steel columns were simply anchored with starter bars (see Fig. 16).

New deep foundations were built using micropiles for the high-rise canopy, the south side low-rise canopy and the curtain wall. The use of micropiles throughout, even for the huge loads to be transferred by the high-rise canopy, was imposed by the constraints on worksite accessibility, given the smaller size, greater mobility and higher performance of the machinery involved.

The S335 structural steel used in the 200 and 300 mm diameter built-up micropiles was wholly apt for welding the gussets needed to transfer sizeable loads from the cap to the micropile (Fig. 17).

5.3. Construction details

5.3.1. High-rise canopies nodes

Node design and dimensioning were essential to the present enlargement, for in addition to adapting to the complex connections deriving from the geometry involved, they had to provide the structure with sufficient stiffness and strength to transfer forces among members, while at the same time ensuring simple assembly so the structure could be built without interfering with train or station service (see Fig. 18).

Given the structural modularity characterising the enlargement and the concomitant presence of standardised elements, the initial intention of casting these elements in steel moulds was ultimately ruled out for reasons of timing, despite the inherent economic and structural advantages.

The option adopted instead was to weld the nodes, while simplifying the construction details to the utmost by conducting an in-depth study of the forces and moments involved, inter-element stress transfer and the paths followed by the forces crossing the joint. The result was the use of only the number of stiffeners strictly necessary and the selection of the most appropriate welding typology for each case. Where no stiffeners were positioned inside the box shapes, finite element analysis was performed, in which both geometric and material non-linearity were entered into the model to establish the actual yield criteria for the detail and validate their suitability (Fig. 19).

5.3.2. Column restraint

Depending on the angle of incidence of the wind, a given area of the roof may be exposed to pressure or suction (Section 5.1.3). Moreover, the interaction between the wind and the roof can also generate dynamic effects. All that translates into variable and repeated stress on the anchorages between the base of the columns and the pile caps (see Figs. 16 and 17). Since the essential parameter on which the fatigue strength of a given construction detail depends is the difference between stresses, that difference must be minimised in anchorages by prestressing the elements involved. The prestressing force is determined in a way such that the maximum fatigue load induces no detachment whatsoever between the base plate and the pile cap concrete. With this arrangement, the variation in the force stressing the anchorages is much smaller than it would be if the joint were not prestressed. Depending on the case, stress may be on the order of 90 or even 95% lower, thereby preventing any possible repetitive variable load-induced deterioration.



Figure 18. High-rise canopy node during assembly.

6. Works on the building

6.1. Works affecting the structure of the existing building

6.1.1. Description of the existing structures affected by the remodel

One of the key elements on the existing structure impacted by the enlargement was the roof slab over the local train platforms, which had to be strengthened and broadened to connect into the arrivals footbridge, i.e., the structure that spans perpendicularly across the high-speed tracks to the moving walkway that carries passengers to the new arrivals lobby.

The roof slab over the local train platforms consists of the following structural systems.

- One area is characterised by a continuous 60 cm deep ribbed slab whose 180 cm wide main ribs, together with a series of rectangular or square section concrete columns, form

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

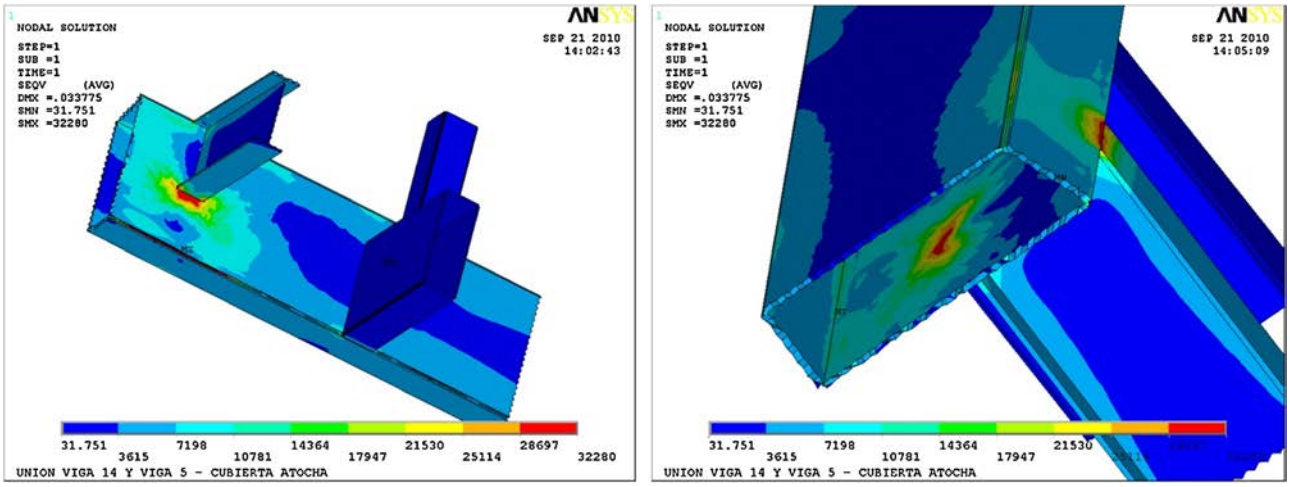


Figure 19. Analysis of an unstiffened node.

double-bay portal frames with spans of up to 14.00 m. Its 60 cm wide secondary ribs run perpendicular to the portal frames and alternately span 9.10 or 5.20 m.

- In another, a 16 cm thick solid slab rests on a grid of concrete beams, including: (a) primary double-bay post-tensioned beams with 2 m × 38.50 m spans, spaced at 15.00 m intervals; and (b) built-up secondary beams measuring 13.50 m long.

6.1.2. Ribbed roof slab over local train platforms

Inside the new arrivals lobby, the ribbed slab that roofs the local train platforms (elevation 628) was adapted to install a new transformer station and communication cores (lifts, stairways, ramps) between the moving walkway and the upper storey outdoor exit near the lantern-shaped bus shelter and interchange.

The basic criterion that governed all the structural solutions adopted was to minimise modifications to the existing structure and avoid user inconvenience as far as possible. The ribbed slab was found to be unable to bear significant load increases other than its own self-weight and other dead loads. The strengthening required to meet code specifications was therefore tailored to distinguish between areas where local loads would not be significantly greater than prior to the remodel and the areas where they would.

6.1.2.1. Areas with no significant load increases. The as-built drawings available defined the geometry of the reinforcement in the ribbed slab with sufficient accuracy. In addition, the trial pits drilled in the initial stages of the works confirmed the reinforcement ratio shown on the drawings. These findings made it possible to conduct a detailed study of the stress and strain that would be borne by the slab after the remodel. That analysis showed that the secondary ribs would suffice to bear minor load increases, albeit with a close fit to the safety factors defined in the existing legislation. Those factors declined substantially in the main portal frame ribs, however. The fact that no perceptible cracking was observed during the original works was no guarantee of good final stage performance, for the design live loads were never applied to the area analysed and the dead loads specified on the drawings were never reached.

The escalators for accessing the local train platforms are located in the area underneath the ribbed slab delimited by pairs of portal frames spaced at 5.20 m. The main ribs that needed to be strengthened are positioned above recesses in the partitions on each side of the escalator. Given these highly favourable geometric arrangements, slender steel columns could be positioned at mid-span of the ribs in highly efficient and speedy operations performed at night during the hours when no local trains run, i.e., with no impact whatsoever on station use. These new intermediate columns did not have to be actively loaded with hydraulic jacks. Consequently, the permanent loads present when they were installed continue to be borne by the original main ribs, while the additional dead and live loads are borne by shorter span continuous beams. Hence, no moment inversion takes place in the bearing sections where the main ribs rest on the new steel columns; rather, the mid-span positive moment declines.

6.1.2.2. Communication core support area. Moderately sized pits, albeit significantly larger than the cells in the ribbed slab, were needed at the points where the ramps in the new arrivals lobby spring from the slab. Drilling those pits into the slab would have entailed cutting through the main and secondary ribs and building many columns on the lower level, a solution ruled out by the station layout.



Figure 20. Construction of the steel grid prior to casting the concrete for the composite slab.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

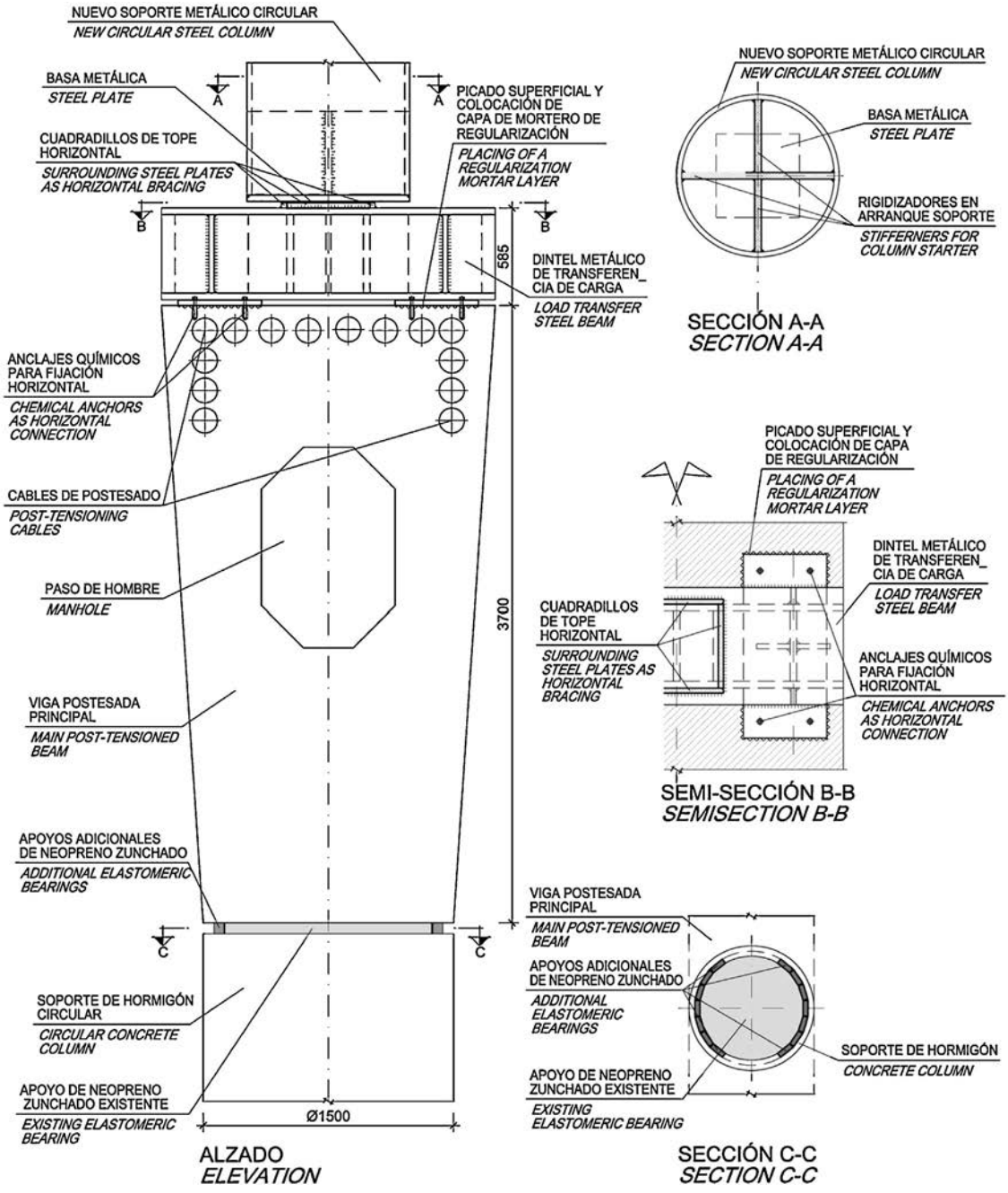


Figure 21. Bearing plate where the steel roof column rests on the post-tensioned beam, detail.

The architectural design accommodated that conditioning factor with a slightly slanted build-up between the end of the moving walkway and the spring line for the pedestrian ramps and stairways in the lobby. With that solution, the pits could be positioned above the ribbed slab. To minimise the action on the existing structure, gridded steel beams and a shallow composite slab were built above and clear of the ribbed slab, so that when in service it would only bear its own self-weight.

The photo in Fig. 20 shows the aforementioned grid prior to concrete casting. The corrugated sheet steel composite slab is flush with the upper flange on the steel beams to keep the depth shallow.

6.1.3. Modification of the solid slab over the concrete beam grid

6.1.3.1. Main post-tensioned beams. The main post-tensioned beams did not need any manner of strengthening, for the load increases were negligible.

A series of structural modifications were necessary, however, in connection with the bearing plate where the main column on the new arrivals lobby steel roof rests on one of the aforementioned beams. That column transfers an axial load of 8500 kN and shear stress of 1100 and 450 kN in the longitudinal and transverse direction of the beam, respectively, to the underlying concrete structure (design values). In light of such large values, the roof column had to be positioned over the mid-span column

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

in the post-tensioned beam. As Fig. 21 shows, the new column springs from a steel load transfer beam that distributes the local reaction between the two side webs of the post-tensioned beam. This solution avoided having to strengthen the central opening with diaphragms, making it possible to maintain the manhole.

The mid-span bearing on the main beam, positioned on a circular section concrete column 1500 mm in diameter, consisted of a 1250 mm diameter elastomeric bearing. In light of the 40% increase in the vertical load, the existing elastomeric bearing had to be encircled with others. By increasing the area of the elastomeric bearing by around 200 cm^2, the normal and tangential stresses were limited to 15 and 0.7 MPa, respectively, i.e., less than the characteristic total loads. Neither the concrete column nor the main beam had to be strengthened.

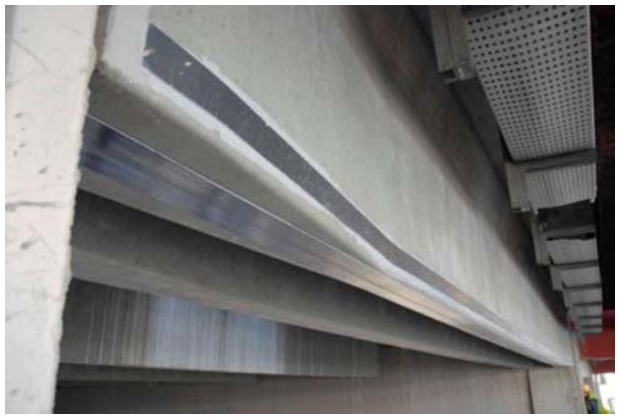


Figure 22. Carbon fibre flexural strengthening for secondary beams.

6.1.3.2. Secondary reinforced concrete beams. The secondary existing beams along the moving walkway only had to be strengthened in a few specific instances, where the new local loads modified their stress state significantly.

On the one hand, the edge beams on the local train platform roof had to be strengthened to bear the loads from the new low-rise canopies. Here it sufficed to raise their bending strength by applying carbon fibre to the bottom and lower rim of the sub-vertical surfaces of the webs, as illustrated in Fig. 22.

More intense action was required on the beams around the new lift shaft in the arrivals lobby. Since the shaft is located in an area not clearly allocated to public use, work could be performed underneath the slab. So as not to affect the existing clearances, however, a very tight solution was adopted consisting of fitting the lift shaft strictly to the height defined by the depth of the concrete beams on that storey. To that end, a steel enclosure of sufficient size and stiffness to resist impact due to the possible detachment of the lift car was hung from the two beams on each side. Fig. 23 shows plan and cross-section drawings of the shaft.

As the existing secondary beams were unable to bear the self-weight of the steel enclosure for the shaft and the service and impact loads from the lift, they were strengthened by external post-tensioning [15] (see the photograph in Fig. 24). The reactions induced by the steel enclosure are concentrated in the middle section of the secondary beams. Consequently, the post-tensioned cable layout was adapted to the respective moment diagram to ensure that the strengthening would effectively offset the aforementioned reactions (Fig. 25).

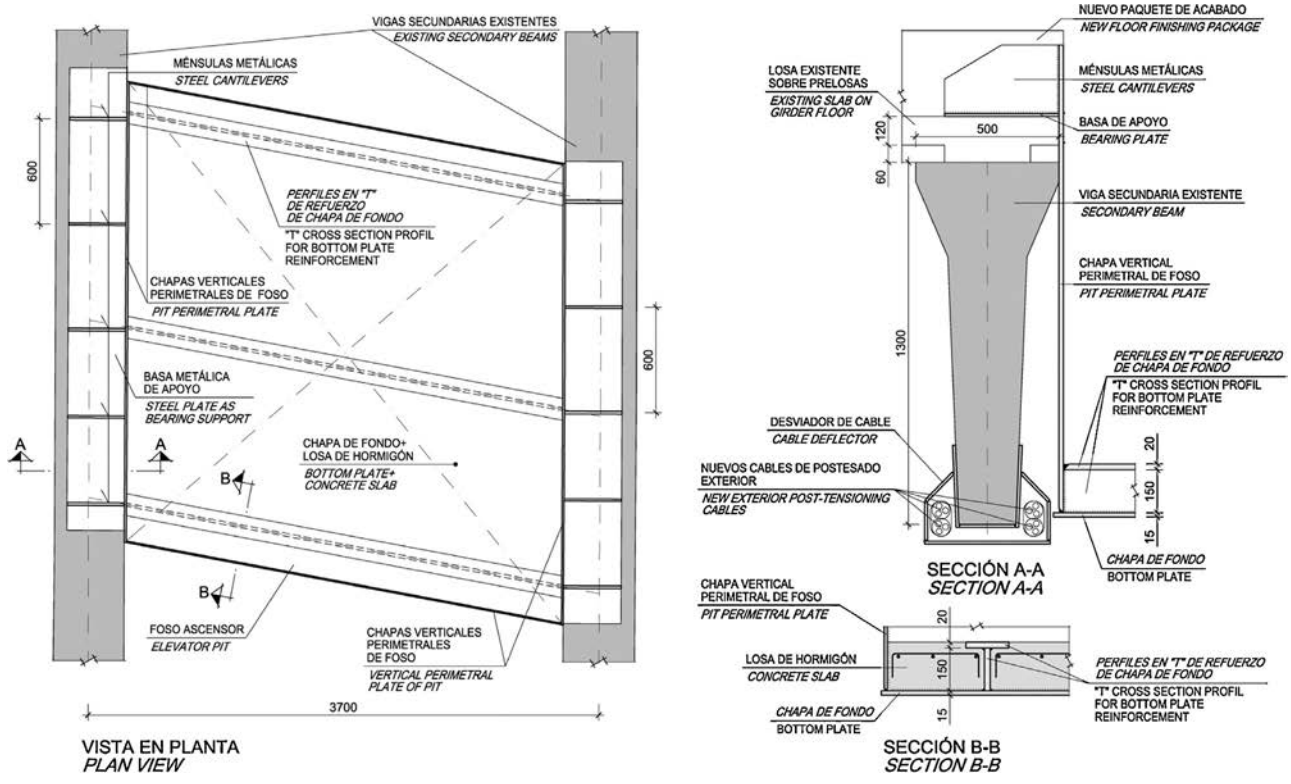


Figure 23. Steel enclosure for lift shaft (plan and cross-section).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figure 24. Existing beam strengthened with external post-tensioning.

6.1.4. Cantilevered connection (by-pass) between the local train platform roofs and the new arrivals footbridge

The architectural design called for locally widening the roofs over the local train platforms in the eastern area of the arrivals footbridge to shorten the distances to be travelled by arrivals passengers.

Since new columns could not be built on the platforms, the enlargement, measuring approximately 41.00 m × 7.50 m, had to be cantilevered off the main beams in the local train roof. In the design this structure was called the "cantilevered by-pass". The existing secondary beams in the roof were found to be unsuitable for the enlargement because of their geometry and because their bearing capacities were very tightly designed to the pre-existing loads.

The modification to the existing structure was therefore confined to cutting through a fairly small area of the solid slab along the main beams and anchoring three powerful variable depth (h_{max} = 1150 mm) steel cantilevered members to the main post-tensioned beams. After sawing through the solid slab in the space in between the secondary beams initially used to drain the roof, a 6 m length of each member was positioned over the existing main beam to ensure that the vertical reaction and restraint moment would be correctly transferred. The elevation drawing in Fig. 26 shows the cantilevered and anchored lengths of such a member. The free body diagram is also shown.

- The vertical reaction (R1), i.e., the sum of the shear force on the cantilever (V) and the lever effect (R2), is resisted by a transverse diaphragm whose dimensions were calculated to allow for the manhole, as shown in Fig. 27. To transfer the vertical reaction to the webs of the existing concrete beam, the diaphragm was welded a posteriori to steel plates connected to the webs with anchorage bars.
- The horizontal compression component (C) (associated with the restraint bending moment, M) is transferred directly to the top of the concrete beam at the end of the post-tensioned beam.
- The upper tensile component (T), together with the upward vertical lever reaction (R2), are transferred to the top of the beam along the anchored length of the cantilevered member. To that end, 38 prestressed bars were installed to connect the bottom flange in that length to the top of the concrete beam. The 22 bars closest to the edge of the roof, with 32 mm ∅, transfer shear force, primarily by friction. The other sixteen 32 mm ∅ bars essentially transfer axial tensile force.

The platform roof enlargement, resting on the three cantilevered members described, consists of a 6 + 10 cm thick composite slab laid on sheet steel supported by a lattice of 600 mm deep composite beams (Fig. 28).

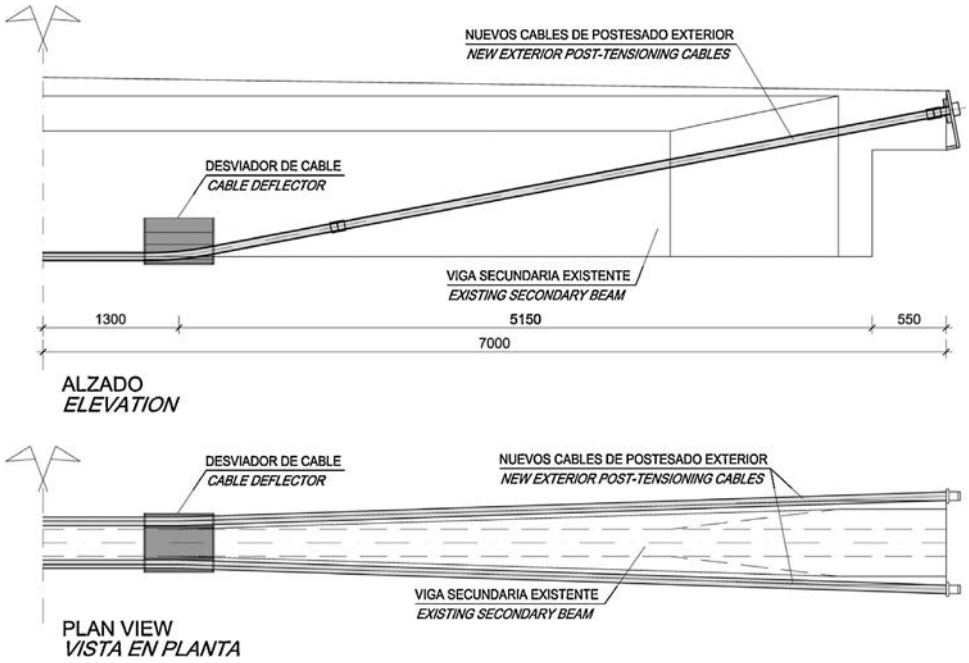


Figure 25. External post-tensioning cable layout.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

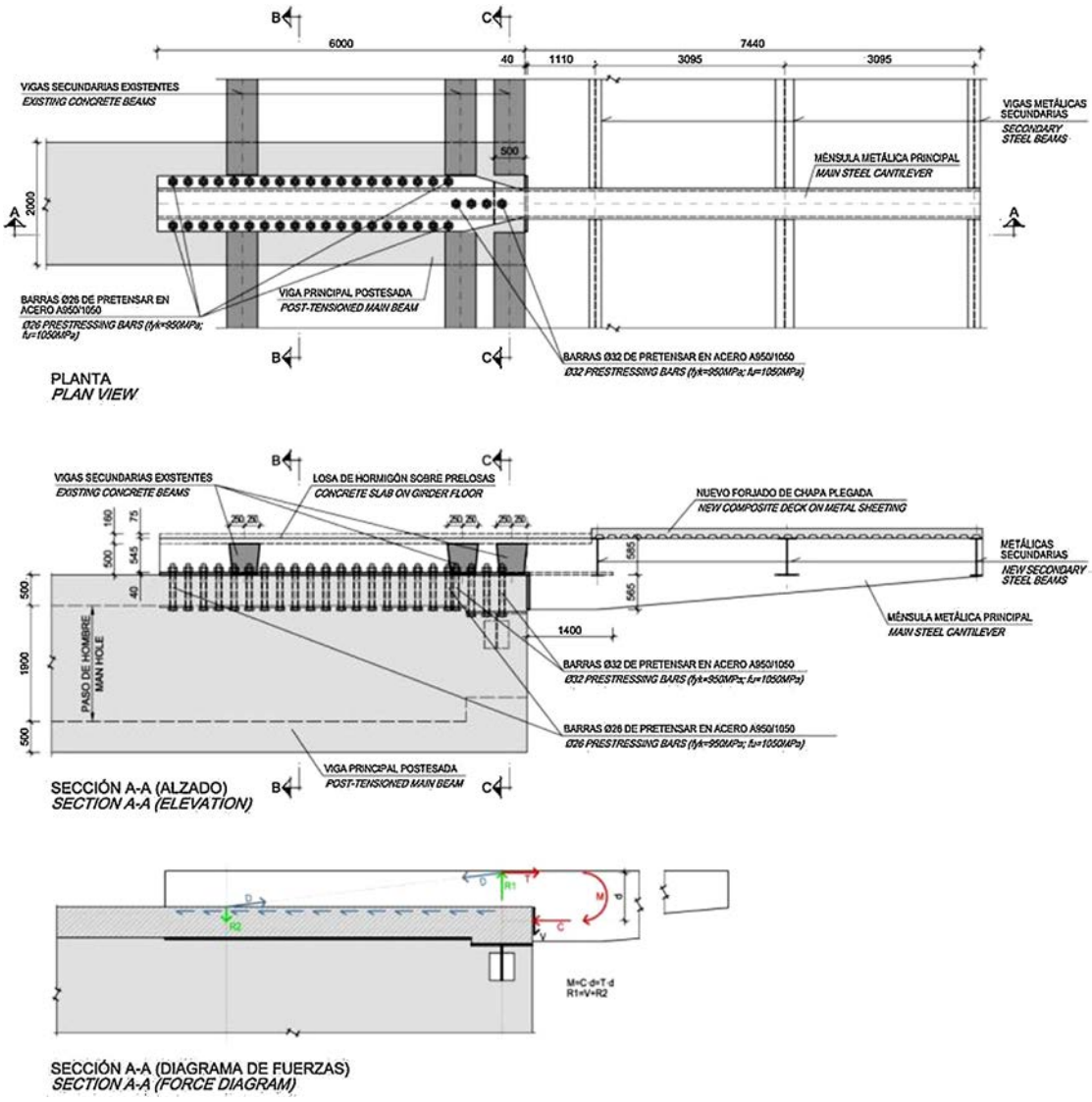


Figure 26. Cantilevered by-pass (plan and elevation). Cross-sections B-B and C-C in Figure 27.

6.1.5. Restoration and strengthening of steel car park domes

Based on the analysis of the need to strengthen the domes over the moving walkway and the advisability of maintaining their aesthetics, the shapes circling the centre skylight and the perimetric arches in the domes were maintained and strengthened, replacing only the ribs that constitute their skeleton. In addition, the bearing plates, which had been weathered and manipulated since their construction many years ago, had to be retooled and strengthened.

6.2. New construction in the existing building

6.2.1. New storey for the arrivals lobby

The arrivals lobby ramps, stairways and lift carry passengers from travelator elevation 624 to street level at elevation 628. The architectural design included the construction of a courtyard open on one of the two sides of the lobby roof as a continuation of the pedestrian entrance. That entailed building a new deck slab adjacent to the ribbed hollow-core slab on which the street rests. The solution chosen was a 16 cm thick (6 + 10 cm) composite slab on sheet steel connected to 690 mm deep steel beams with spans varying from 13.60 to 22.15 m. All these members are I-beams, with the exception of the beam that receives the ramps and stairways, where a box configuration was used to resist the torque generated by the eccentricity of the reactions. Circular openings 400 mm in diameter and spaced at 600–1000 mm, centres, were provided to accommodate the necessary service ways. Larger sized rectangular openings ("racecourses") were made where necessary (Fig. 29). The composite beams were dimensioned by first assuming a solid web with no openings, and then successively thickening the webs based on the strain equivalence between two finite element models, one for a solid web and the other for a thicker web with openings.

Some of the composite beams rest on the bottom chord of the large truss in the lobby (Section 6.2.2) across a fixed-hinged bearing plate angle-welded to the web and slightly

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

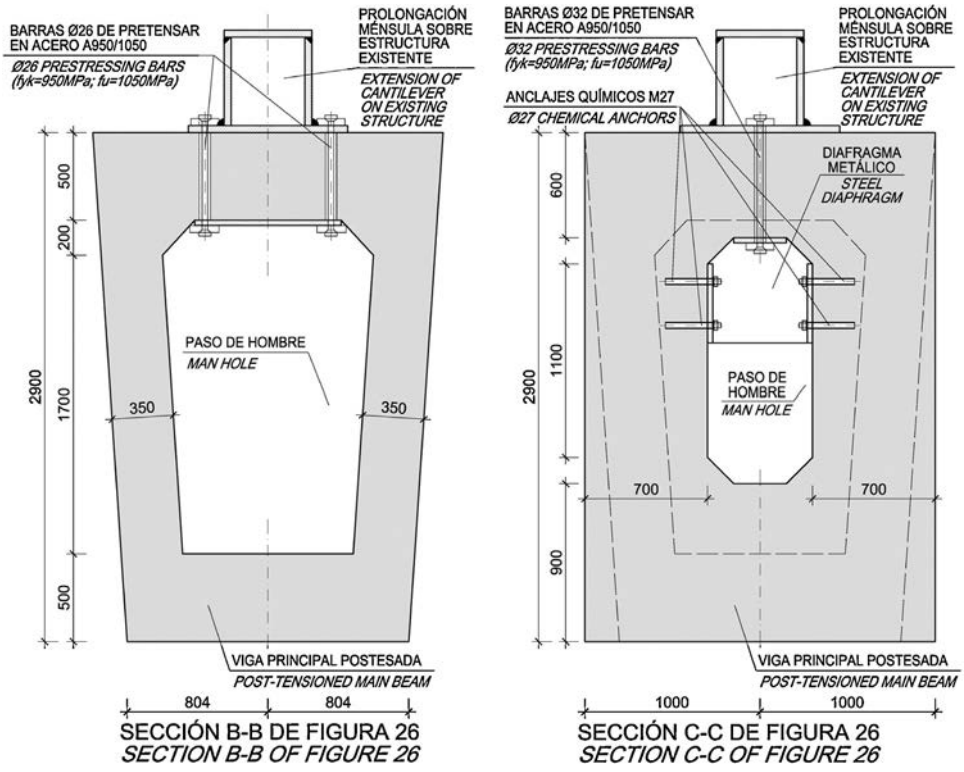


Figure 27. Anchored length of cantilevered by-pass (cross-sections).



Figure 28. View of cantilevered by-pass from high-speed tracks.



Figure 29. Composite beams with circular openings and “racecourses”.

over-engineered to bear the parasitic moment inevitably induced by the restraint.

At the opposite end, the beams rest on the existing 80 cm deep hollow-core slab. The short beams rest on the edge of that slab, supported by a receiving plate anchored a posteriori to the bars. The long beams are rabbeted to the top of the existing slab. This fixed-hinged connection consists of a steel bearing plate and vertical anchor bars installed a posteriori (see Fig. 30).

Nonetheless, due to the relative positions of the expansion joints on the existing and new slabs, some beams rest on an area of the existing slab where thermal effects or shrinkage may induce differential horizontal displacements. That circumstance called for designing skid-shoes consisting of 1.2 mm thick Teflon membranes (Figs. 31 and 32).

6.2.2. Roof on new arrivals lobby

The new arrivals lobby roof is a three-dimensional truss consisting of longitudinal beams and continuous transverse members. The cross-section of the roof as a whole forms a series of crests whose geometry accommodates the spans that need to be crossed.

Built-up, V-shape longitudinal beams are positioned in the hips and valleys of the crests. They are spaced at 1654 mm, centres, and inter-connected by means of alternating Warren and Vierendeel trusses that work jointly to ensure the continuity and stiffness of the planes (Fig. 33).

The vertical loads are transferred to the bearings across the slanted planes of the two types of trusses: the longitudinal beams serve as chords and the trusses transfer shear forces, while the horizontal components of the slanted planes are counterbalanced

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

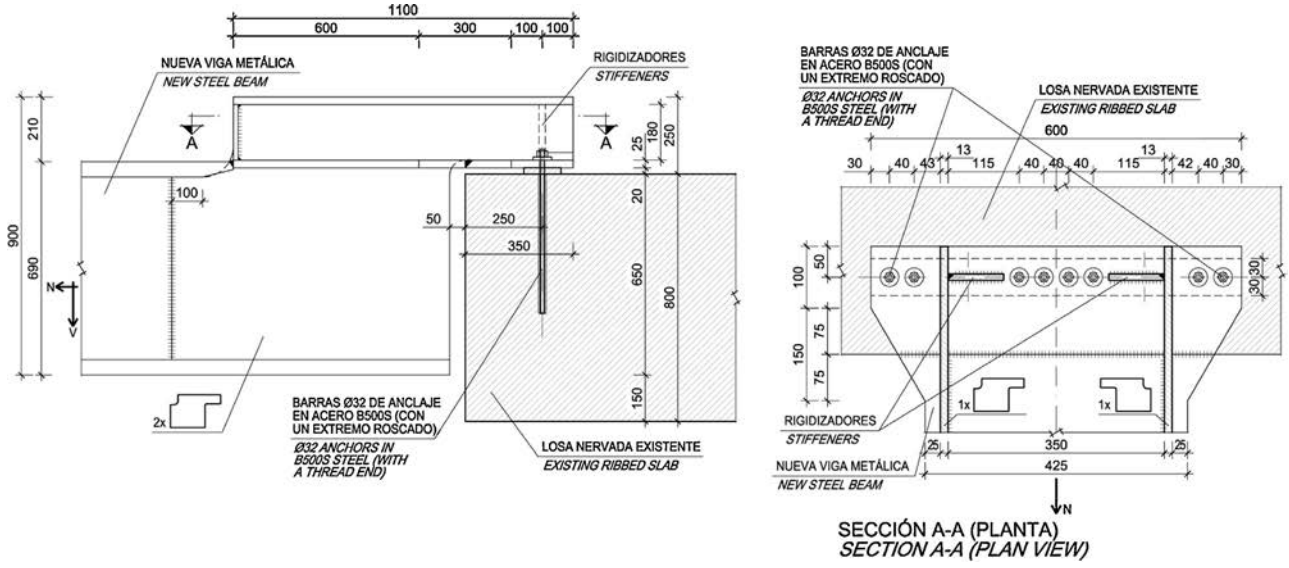


Figure 30. Rabbeted fixed-hinged bearing.

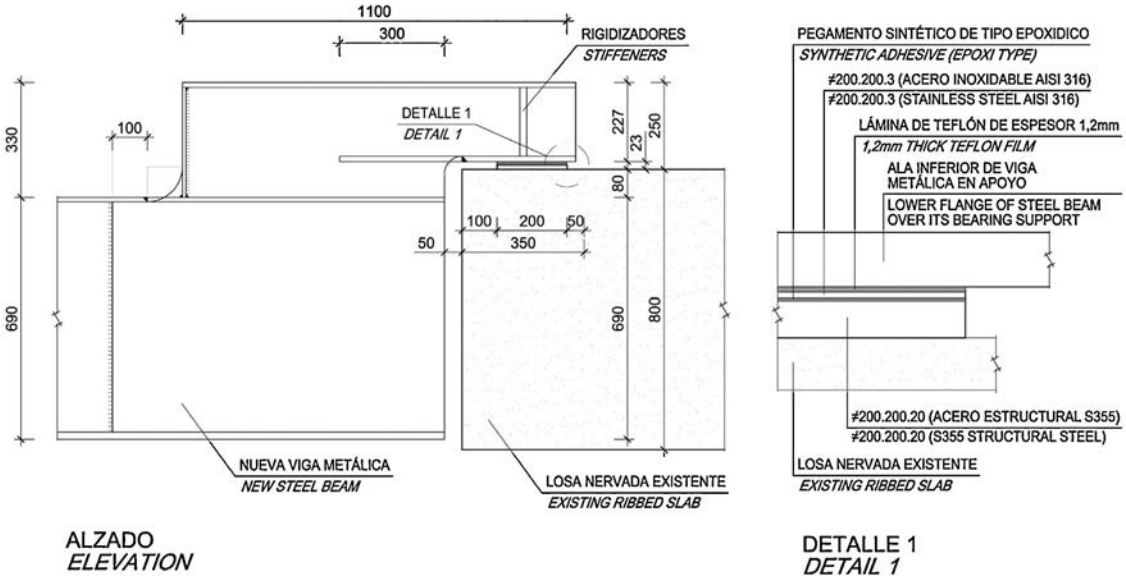


Figure 31. Rabbeted skid shoe (elevation).

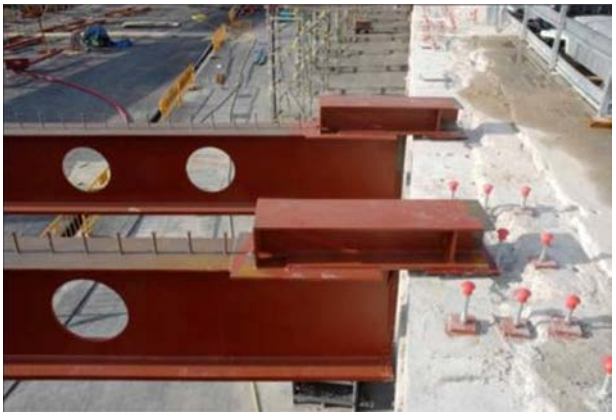


Figure 32. Rabbeted skid shoe (during construction).

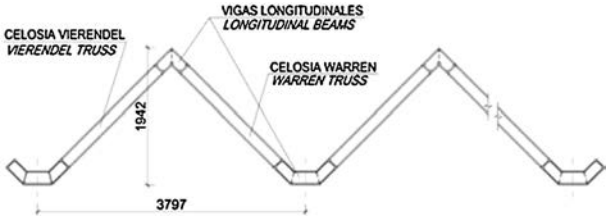


Figure 33. Roof cross-section.

at each node to form a likewise balanced whole. The end members had to be heavily strengthened, because while they have a single truss and hence weaker anti-buckling bracing, they form the front line of exposure to the wind.

Given its shape and structural design, the roof can rest on only two lines of support spaced at 23 metres, with a cantilever of nearly 14 metres outward from the station. The first line, on

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

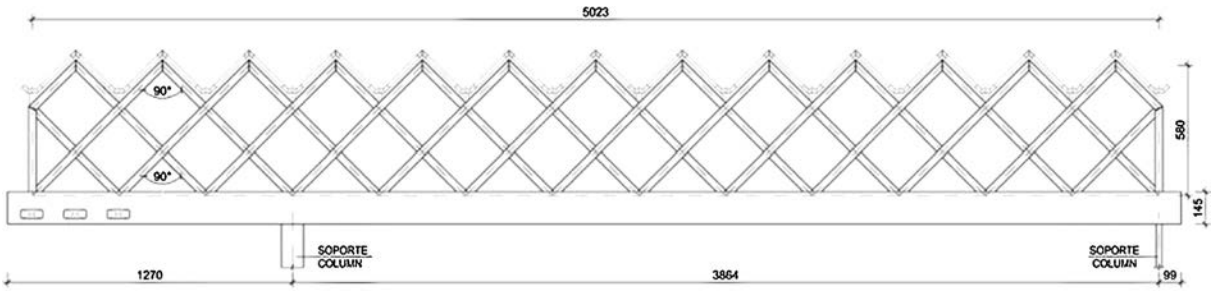


Figure 34. Truss, elevation view.

the cantilever side, is a beam that rests in turn on the façade columns. On the opposite end, the roof rests on a truss made of welded tubular web members and a box beam bottom chord 1.00 m wide and 1.45 m deep (Fig. 34).

The box beam in the truss serves as a bottom chord, receiving predominantly axial forces, while the crest-based geometry at the top is not clearly an upper chord, but rather a member that receives axial forces and significant parasitic bending moments. Lastly, this truss rests on two columns, one circular and the other rectangular.

The parameters addressed in the numerical model included snow, wind, temperature and the loads on the elevation 628 slab beams that rest either on the box beam in the truss or the ties that hang from the roof. The roof was assumed to be statically indeterminate with the columns and truss, while the short columns that support the crests, elements subjected to significant bending moments, were studied in detail (see Fig. 35).

The lack of horizontal bracing led to engineering the roof as a sway frame, applying non-linear analysis and adding the initial overall imperfections. The second order effects were observed to raise stress and strain by an insignificant 5%. The Euler load was found for members liable to buckling to determine their effective buckling length.

7. Construction process

As noted above, the present enlargement constitutes Stage I of a broader remodel of Atocha Station. That conditioned construction typology and processes in certain elements, to the extent that in some cases the new construction is merely provisional, to be replaced by the permanent solutions in subsequent stages.

7.1. Logistics

Construction in the urban core of a large city is always complex, but more so when the works are to be performed in the country's largest high-speed train station and its capital's largest local train station, without interrupting service in either. The outcome of all these conditioning factors translated into limited worksite accessibility and on-site mobility, absence of on-site storage space, need for strict safety measures both for workers and the station's thousands of daily users, and considerations around the impact on station services, facilities and even structures in permanent use in the station as well as on area traffic and residents. Site location was, then, a key conditioning factor that governed both the choice of construction processes and the types of ancillaries ultimately used.

Another of the basic determinants for the remodel project was the construction deadline for works that involved modifying tracks that were continually in use and existing buildings with heavy flows of pedestrian traffic.

One last project requisite was to ensure uninterrupted commercial operation of the high-speed and local stations. As a result, much of the work had to be performed at night, since the power had to be removed from the overhead wires for safety reasons. That in turn meant establishing special environmental measures, in particular in connection with noise control, given the existence of nearby residential buildings.

7.1.1. Environmental factors and protective measures

A detailed logistics and safety plan had to be drafted to meet all the aforementioned requisites. A system was implemented to separate and even isolate the work areas from train traffic, passenger flows and train services (such as catering) with "provisional protection tunnels" (Fig. 36).

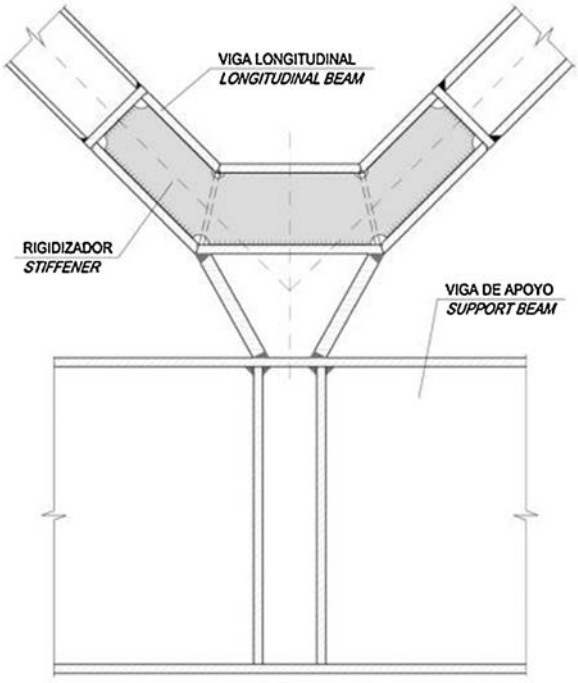


Figure 35. Short columns, detail.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figure 36. Provisional tunnels to protect tracks.

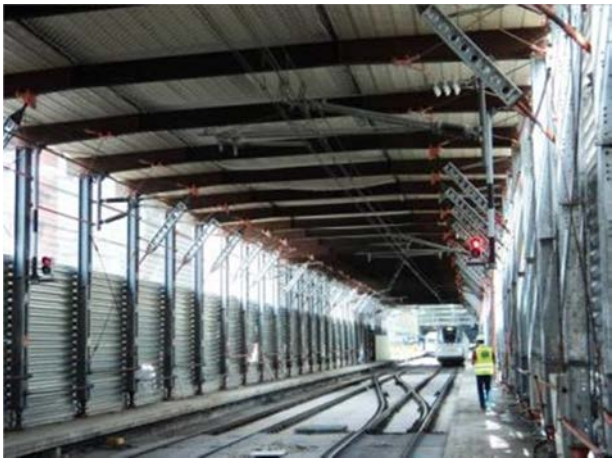


Figure 37. Inside view of provisional tunnels.

The provisional protection tunnel system consisted essentially of dividing the platforms in three, with an inner worksite area flanked by two outer lanes for passenger traffic. This division included roofing the track bed with its overhead wires and the outer passenger traffic lanes. As a result, only the worksite area was unroofed, while the train and passenger traffic areas were completely closed off and protected.

Thanks to these provisional protection tunnels, work could be performed on the platforms regardless of whether they were in use and whether or not traffic had been interrupted in the adjacent tracks. This proved to be vital to meeting construction deadlines.

The tunnels were built using part of the steel structure on the low-rise canopies that were to be demolished. More specifically, the IPE-400 variable depth steel beams that supported the overhead wires were braced with steel columns and used to build portal frames, subsequently enclosed on the sides with corrugated sheet steel. The structure was then roofed with materials removed from the existing canopies. The resulting tunnels protected the overhead wires from the accidental impact of construction materials (Fig. 37).

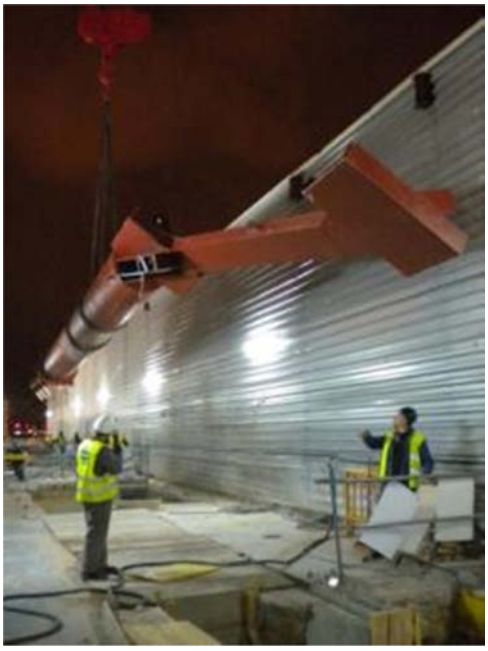


Figure 38. Working space on platforms after tunnel assembly.



Figure 39. Noise screens.

The workspace between the walls of the provisional tunnels on each platform was only around 7 m wide. That clearance had necessarily to suffice for the equipment and machinery required to demolish the existing canopies, drive the new foundation micropiles, open the trenches, lay the steel and cast the concrete for the pile caps, and erect the columns and superstructure for the new canopies (Fig. 38).

In addition, the existence of nearby buildings on Méndez Álvaro Street called for installing fixed and portable noise screens to be able to work at night without inconveniencing nearby residents. These screens were positioned on continuous footings built at platform 8 (see Fig. 39).

7.1.2. Work sequence

Much of the work had to be conducted at night, when power outages, which at times were limited to three-hour periods, would not interfere with train service. That, in turn, often made it difficult to finish tasks in a single workday, leading to continuous

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

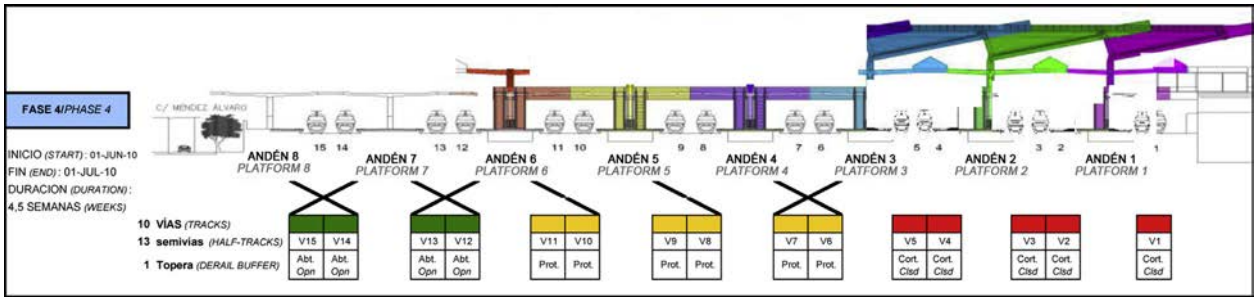


Figure 40. Phase diagram and outage sequences.



Figure 41. Demolition of canopies between provisional track protection tunnels.



Figure 42. Demolition of canopies between provisional track protection tunnels.

rescheduling. For reasons of railway operation, at times power could not be removed from some or even any of the tracks.

The first task was to adapt four of the station's tracks (12–15) to standard gauge so the remaining tracks could be consecutively withdrawn from and returned to service. Construction advanced from track 1 to 11 by groups of three or four tracks. Consequently, for much of the time, tracks were in service on both sides of the works, rendering ancillary logistics and the type of activities that could be performed particularly complicated.

The diagram in Fig. 40 illustrates one of the work sequences, showing the respective track service and power outages and interruptions to train circulation and parking.

7.1.3. Demolition and foundations

Demolition works were undertaken once the provisional protection tunnels were built over the tracks adjacent to the platform where work was to be performed. The sequence, illustrated in the figures, was as follows:

- Partial sectioning of the steel beams on the existing canopies and removal from the platform (Fig. 41).
- Bracing of the reinforced concrete beams on the existing canopies for subsequent division into 4 m lengths with a circular saw and removal on carts to the south end of the platform (Fig. 42).
- Sectioning and removal of concrete columns.



Figure 43. Micropile and pile cap construction between provisional track protection tunnels.

As noted earlier, the design pile-based foundations had to be replaced with micropiles, which required smaller scale machinery that could access and work in the scant space available on the platforms more readily (Fig. 43).

Lastly, once work was completed in the platform at issue, the protective tunnels over the adjacent tracks were demolished (see Fig. 44).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figure 44. Demolition of provisional tunnels.



Figure 46. Inter-platform machinery traffic.



Figure 45. Platform access for machinery.



Figure 47. Coordination of machinery traffic.

7.1.4. Machinery: site access and on-site mobility

When service was interrupted on a pair of tracks, most of the work to be done involved the platforms and the track itself. A number of solutions were in place to reach those areas with the machinery and materials, although most were confined to the use of small-scale equipment at night only.

Depending on the stage of the works, material was delivered through the station entrance on Méndez Álvaro Street or in-station roads for internal traffic. In the latter case, given the difference in elevation, additional hoisting resources in the form of tower cranes or heavy duty mobile cranes were required to position the material where it was needed (Fig. 45).

Where small volumes were involved, the existing underpass (catering gallery) was used to move materials and machinery inside the station. The platform elevations were lowered to accommodate large-scale machinery and heavy materials (mobile cranes, hydraulic platforms) and ensure uninterrupted travel while respecting the clearance to the overhead wires. With that solution, most machines were able to access the platforms from the Méndez Alvaro Street entrance at night. During the day, however, the platforms had to be kept at the proper elevation for arriving passengers in any of the tracks in service. To that end, lightweight, portable modular footbridges were built that were manually assembled every morning and dismantled every night.

Another method for moving materials and machinery was to lay beams across the track bed to form temporary bridges and thereby create a grade crossing without affecting the existing platform (Fig. 46).

After the work was completed, platform elevations and finishes were restored.

One of the major challenges was coordinating the use and on-site circulation of the many machines involved (see Fig. 47), for given the paucity of available space, relocating a single machine could entail moving half a dozen others (with their respective personnel and ancillaries).

Moreover, every pair of tracks was fitted with an asymmetric scissors crossover. These devices lay in the very midst of all other actions: alongside the arrivals footbridge and in the area between the high-rise and low-rise canopies. While they consequently occupied a space needed to work, they also needed to be scrupulously protected. To that end, the crossovers were

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figure 48. Protection for scissors crossovers.



Figure 50. Portal frame for tower crane between local and high-speed lines.

covered with sheet steel resting on steel shapes and stiff enough to bear all manner of machinery (Fig. 48).

7.2. Ancillaries

The site and nature of the works largely conditioned the type of ancillary resources that could be used.

Only two tower cranes were erected to move materials, due to the lack of space. One was sited over foundations consisting of a large micropile cap on platform 8 alongside Méndez Álvaro Street (Fig. 49).

The other tower crane was sited between the local and high-speed lines on a large concrete portal frame that spanned an in-station roadway so as not to obstruct emergency service access. That called for building a powerful raised bedframe for the crane that rested on walls with micropile foundations (see Fig. 50).

Other challenges were posed outside the track areas: construction of the arrivals lobby, for instance, was largely conditioned by the low bearing capacity of the existing deck slabs. That ruled out the use of a tower crane and necessitated the design and construction of a strong bedframe to distribute the loads generated by the mobile crane used to erect the structure.

The use of bridge cranes as ancillaries in the assembly of elements on both the low- and high-rise canopies proved to be instrumental for works progress. They were installed on the steel structure for the new roofs, on occasion conditioning their dimensions (Fig. 51).

7.3. Construction in track areas

The most prominent features of the construction work performed in the track yard are described below.

7.3.1. High-rise canopies

The high-rise canopy was erected sequentially. The assembly process followed in all 42 modules began with the columns, to which the upright was shop-welded. A span length of shop-assembled transverse truss was then positioned between two columns. The beams forming the longitudinal portal frames were erected next, and the bracing elements and the enclosures were built over the paraboloid frame. Lastly,



Figure 49. Erecting crane on platform 8.



Figure 51. Bridge cranes over the high-rise canopies.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figure 52. Assembly of the first high-rise canopy module.



Figure 53. Shoring towers in the local train area.

the triangular and paraboloid purlins were set into position as it can be seen in Fig. 52.

Assembly progressed transversely from platform 1 to platform 7. The geometry in the modules in platforms 1 and 6 varies significantly from the others, for they have a single line of columns. As a result, provisional shoring towers springing from the local track area, at a distance of nearly 30 m in the case of platform 1, had to be erected during construction (Fig. 53). On the opposite end, in platform 7, the 14 m tall shoring towers rested on the platform itself, springing from bed frames (Fig. 54).

The roof cantilever was unbraced with the aid of hydraulic jacks installed at the top of the shoring towers. The finishes were added as module construction progressed. Since cantilever stability was logically very sensitive to the actual loads, calculations were performed to analyse their stability and determine safety during unbracing. Since that analysis ultimately showed that at least two full rows of modules were needed to offset the loads on cantilevers spanning over 18 m, the shoring could be removed from the end cantilevers once that milestone was reached.



Figure 54. Shoring towers on platform 7.

Roof finishes, which ensure thermal and acoustic insulation as well as noise absorption, were also conditioned by the need to work over tracks in service, which called for dry solutions. In other words, concrete had to be ruled out, for its use might have originated moisture on the overhead wires or the trains themselves.

The high-rise canopies finishes were installed both from above with the aid of the bridge cranes (Kalzip roofs, curtain walls and outdoor smoke vents) and from below, working from man lifts (painting, suspended ceilings and indoor smoke vents). Flexible sequencing of these finishes was vital to works progress, for each task could be performed indistinctly before or after any other and advance independently.

7.3.2. Low-rise platform canopies

After the former roofs were demolished in the north platforms, the new low-rise canopies were built over the existing foundations, to which the new columns were anchored. In the south, new foundations were built using slanted micropiles: given the scant on-site space available, other solutions were ruled out due to the larger scale machinery required. These canopies were also erected sequentially, worksite conditions permitting, and always avoiding interference with train service. The structure was positioned on the columns and provisionally stabilised by connecting it to them (Fig. 55). The transverse beams were inter-connected later, when the tracks were clear for working. Works therefore progressed longitudinally along each platform, while transverse progress was conditioned by the timing of station-governed track interruptions. When the respective area became available, the beam sections were joined and the canopy finishes applied, in this case entirely from above using the aforementioned bridge cranes (Fig. 56).

7.4. Construction in the existing buildings

Two of the most prominent modifications on the existing station buildings included the construction of a new arriving passengers terminal one storey above the present local station and the remodel of one of the lines of domes over present car

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figure 55. Low-rise canopy construction.



Figure 56. Finished low-rise canopies.

park P2, which was conditioned for passenger traffic from the platforms.

The conditioning factors in these works were the urban surrounds and the heavy flows of railway system users. While train circulation did not constitute a constraint, works progress was conditioned by the usual uncertainty around the existing structure with which the new buildings would be fully integrated.

7.4.1. Arrivals lobby and roof

The most characteristic element in this part of the works is the huge steel truss on the south façade on whose 1 m deep welded box profiles much of the building rests. This truss spans more than 38 m between two new columns. One springs from the steel load transfer beam embedded in the existing deck slab, and the other from an existing column in the local station, whose foundations had to be injection-strengthened to accommodate the substantial load increase.



Figure 57. Modular roof construction.

A deck slab with composite beams that rest on the bottom chord of the truss and the existing hollow-core slab with rabbeted supports was built as a continuation of the existing pavement. Part of this slab hangs from the singular dogtooth roof. It has box girders in hips and valleys and a three-dimensional structural system that is the result of the Vierendeel-like triangulated trusses positioned along the slopes.

Several solutions were studied for truss construction: the earliest options called for modules with a maximum weight of 300 kN, welded on site that would be assembled with no need for provisional bracing. Nonetheless, given the crest-like shape of the truss, these modules needed secondary elements, such as transverse ties or provisional chords, to offset the unbalanced forces on the joints and reduce the strain on the element during assembly. These circumstances raised the cost of the solution considerably. One alternative studied consisted of positioning the modules without strengthening and applying the forces required with a system of jacks to re-establish the theoretical unstrained configuration and an acceptable stress state before welding the modules to one another. Finally, however, the solution adopted was to use shoring towers as provisional supports at the cantilevered end of the roof and at mid-span in the main bay, in addition to the two permanent bearing points. As the photograph in Fig. 57 shows, the provisional supports for the roof modules comprise, from left to right, the truss, the mid-span shoring towers and the façade beam. The shoring towers for the cantilever are not shown.

The roof modules, with a maximum weight of 300 kN, were assembled by stages, welding each to the one preceding it (Fig. 58). At the same time, an incremental model that simulated the geometry and loads in each construction stage was developed for the structure. The model was then used to monitor the global movements measured on site against the movements predicted in the numerical model as well as to verify the forces and moments and strain on the structure, for under self-weight, the construction stages modified the stress state predicted by the numerical model.

Unbracing at the two temporary points of support was also monitored. With all the roof modules welded, the shoring towers were removed first from the cantilever and then from the

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figure 58. Roof module on the worksite.

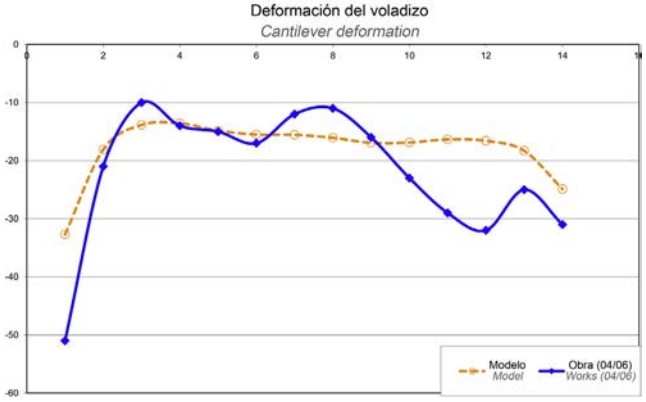


Figure 59. Comparison of cantilever movements after roof de-bracing.

mid-span positions. A comparison of the model and on-site measured movements yielded wholly satisfactory results (Fig. 59).

8. Conclusions

With the conclusion of Stage I of the enlargement of Atocha Railway Station, a new operating model could be implemented that has raised the station's capacity by separating arriving from departing passenger flows. As noted earlier, the fact that the enlargement described is the first stage of a more ambitious project conditioned the construction solutions and processes for a number of elements. Indeed, some of the new construction is provisional and will be replaced by permanent elements in later stages.

The many factors that conditioned these works – site, timing and imperative non-interference with railway operations, among others – called for highly detailed planning, in which all possible scenarios and the need to conduct a considerable number of activities simultaneously in limited space and time (power outages, track beds, high voltage work. . .) had to be addressed. The enormous complexity of the project stemmed from the exceptional constraints inherent in the need to work with the high-speed train station in service.

Project highlights include the construction of the new high-rise and low-rise canopies that extend the hypostyle hall lengthwise, and the remodel of the existing building to construct a new arrivals lobby.

The design and engineering of the latest enlargement of Atocha Station confirmed that all the structural analysis tools presently available (such as dynamic structural engineering, fluid mechanics or non-linear calculations for material plasticity) can be deployed to make the structure designed compatible with a construction process in which simplicity and speed, particularly as regards connections made on site, are of cardinal importance. Moreover, based on the detailed study of the actual forces and moments during the structure's design service life, materials can also be optimised. This leads to the use of lighter weight elements and simpler machinery and ancillaries that can be more readily implemented, handled and moved in a complex setting where access is difficult.

In contrast to the versatility and adaptability of such tools, the codes for structural design presently in place, which are essentially prescriptive in nature and lack any clear protocol to elasticise established rules, are an obstacle to the application of alternative methods able to substantiate that the risks inherent in a given solution lie within the acceptance threshold. The result is a curb on innovation, which is always one step ahead of the legislation.

Lastly, detailed and continuous technical monitoring of works progress makes it possible to swiftly adapt design solutions to the contingencies that arise on any worksite, particularly in urban environments, maintaining the criteria and quality of the initial design with no adverse effect on turnaround times.

The article describes the major challenges that had to be faced throughout the works to adapt theoretical solutions to actual circumstances, meet objectives and accommodate contingencies.

List of participants

Developer: ADIF
Architectural design: Rafael Moneo
Structural engineering design: Carlos Fern ndez Casado, S.L.
Technical assistance: INECO
Builders: U.T.E. Dragados -TECSA
Structural engineers for technical assistance to the joint venture: CESMA, MC2

Acknowledgements

The successful conclusion of the works described in this article is the fruit of collaboration among a considerable number of professionals.

The authors wish to thank all the ADIF staff involved, in particular Passenger Circulation and Stations Department and Central High-Speed Line Division personnel.

The cooperation and attention received from Rafael Moneo and his team, Pedro Elcuaz, Pablo López and Sumac Cáceres, throughout the design stage and during construction are also gratefully acknowledged. Thanks likewise go to Leonardo Fernández Troyano (CFCSL) and his colleagues, Alberto Muñoz Tarilonte and Lucía Fernández Muñoz, for their support.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

INECO's participation both during the design and the construction stages, as well as the technical assistance provided, proved to be equally instrumental. Staff members Gregorio Navarro, Daniel Latorre, Alfonso González, Luis Miguel Fernández Ferragut, Beatriz San Millán Serrano and José Vicente Martínez Poyatos made particularly meritorious contributions.

The collaboration received from the DRAGADOS Engineering Department (Luis Miguel Viartola, Antonio Tabera, Guillermo Muñoz and Susana Jareño) and engineering consultants MC2 (Julio Martínez Calzón, Álvaro Serrano del Corral and Pietro Bartalotta) and, of course, CESMA (Juan Luis Bellod Thomas and David Sanz) was also of key importance.

Lastly, these works could never have been brought to satisfactory completion without the efforts of the entire Atocha Complex Enlargement Stage 1 Joint Venture. DRAGADOS and TECSA were ably represented in the venture among others by the following professionals: Manager: Manuel Orea; Chief Resident Engineer: Francisco González; Technical Office Manager: Begoña Ventura; and Area Managers: Samuel Palomo, Gustavo A. Muñoz, Alfonso Gómez, Ignacio Velasco, David García and Juan Azofra.

References

[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, ISBN 978-84-498-0904-0.

[3] EHE, Instrucción de Hormigón Estructural, Ministerio de Fomento, Madrid, 1998, ISBN 84-498-0390-X.

[4] P. Tanner, R. Hingorani, Development of risk-based requirements for structural safety, in: Joint IABSE – FIB Conference on Codes in Structural Engineering, Dubrovnik, 2010, ISBN 978-953-7621-05-6.

[5] P. Tanner, J.L. Bellod, J.M. Calvo, Roof structure for the new Zaragoza Delicias station. Concept and design Structures for High-Speed Railway Transportation, IABSE Report, vol. 87, 2003, ISBN 3-85748-109-9.

[6] P. Tanner, La evaluación de los riesgos en ingeniería y en arquitectura. El enfoque del Código Técnico de la Edificación, in: Asociación Científico-técnica de Hormigón Estructural, ACHE (Ed.), 2° Congreso de Puentes y Estructuras de Edificación de ACHE, Comunicaciones, vol. 2, ACHE, Madrid, 2002, ISBN 84-89670-37-4, pp. 1061–1074.

[7] EN 1990:2002, Eurocode – Basis of structural design, European Committee for Standardization, CEN, Brussels, 2002.

[8] CTE DB SE-AE, 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, Brussels, 2005.

[11] EN 1991-1-3, Eurocode 1: Actions on structures. Part 1-3: General actions – Snow loads, European Committee for Standardization, CEN, Brussels, 2003.

[12] A. Morata, P. Tanner, C. Almarza, 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, ISBN 84-8320-273-5, 43 pp.

[13] B.G. Brown, R.W. Katz, Regional analysis of temperature extremes: spatial analogue for climate change? J. Clim. 8 (1995) 108–119.

[14] E.J. Gumbel, Statistics of Extremes, Columbia University Press, 1958, 375 pp.

[15] Atep, IET, Proyecto y Construcción de Puentes y Estructuras con Pretensado Exterior. H.P. 10-96, 1996, 148 pp.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026