

Estación de Chamartín. Refuerzo de vigas y forjados existentes

Chamartín's station. Existing beam and deck strengthening

David Sanz Cid^a, Juan Luis Bellod Thomas^b, Peter Tanner^c

^a Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Cesma Ingenieros, S.L. Ingeniero. cesma@cesmaing.com

^b Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Cesma Ingenieros, S.L. Director General. cesma@cesmaing.com

^c MSc ETH, Zürich. Dr. Ingeniero de CCyP. Cesma Ingenieros, S.L. Ingeniero. cesma@cesmaing.com

RESUMEN

La ampliación de la estación ferroviaria de Chamartín-Clara Campoamor en Madrid busca la optimización de su funcionalidad y la mejora de su accesibilidad. Entre otras actuaciones se incluye la construcción de un nuevo vestíbulo, cuatro vías adicionales y la remodelación de los andenes existentes. En el caso de los vestíbulos, la modificación de los accesos y, en general, los cambios de uso, hacen que su estructura, inicialmente definida para soportar cargas ligeras, pase a tener acabados pesados e incluso soportar el paso de vehículos, por lo que tanto cargas muertas como sobrecargas se ven incrementadas significativamente, lo que hace necesario el refuerzo de extensas áreas de la estructura.

ABSTRACT

The extension of the Chamartín-Clara Campoamor railway station in Madrid aims to optimize its functionality and improve its accessibility. Among other actions, the project includes the construction of a new lobby, four additional tracks, and the remodeling of the existing platforms. In the case of the lobbies, the modification of the access and the changes in the function of the area caused the reinforcement of large areas of their structure, initially defined to support light loads, since they needed to bear the extra weight of the new heavier finishes and vehicles, which were not initially considered in the previous structural project, increasing both dead loads and live loads.

PALABRAS CLAVE: Ampliación de estructuras, edificio emblemático, infraestructura ferroviaria, refuerzo con bandas de fibra de carbono.

KEYWORDS: Extension of structures, emblematic building, railway infrastructure, reinforcement with carbon fibre bands.

1. Introducción

La ampliación de la estación ferroviaria Chamartín-Clara Campoamor en Madrid, se enmarca dentro del desarrollo del Plan de Infraestructuras, Transporte y Vivienda (PITVI) 2012 – 2024, el cual tiene como uno de sus objetivos la mejora de los servicios de viajeros de larga distancia con el fin de aumentar la participación del ferrocarril en la demanda global de transporte respecto a otros modos de

transporte mejorando la competitividad de la intermodalidad y la eficiencia del transporte ferroviario.

La estación de Madrid-Chamartín es un nodo fundamental en la red ferroviaria no sólo de Madrid, sino también de España, concentrando un número elevado de servicios de cercanías, largo recorrido y alta velocidad. La futura puesta en servicio de nuevas líneas de alta

velocidad del norte (Galicia, País Vasco, etc.) va a incrementar notablemente este tipo de servicios, por lo que requiere una adaptación de la estación.

Entre otras actuaciones, la ampliación de la estación incluye la ampliación del vestíbulo de viajeros y la reordenación de la plaza urbana que da acceso al mismo, fig. [1], lo que implica una importante remodelación y el cambio de uso de la actual estructura del edificio de viajeros.

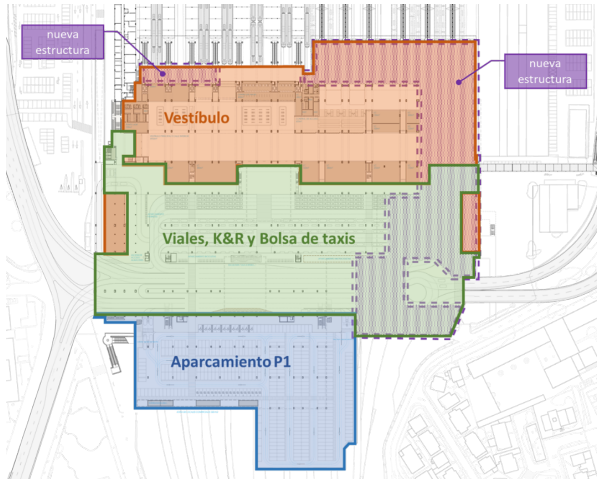


Figura 1. Reordenación de la plaza urbana

2. Descripción de la estructura existente

La estructura del edificio de viajeros de la estación de Chamartín se resolvió mediante pórticos principales de hormigón armado con unas luces que varían desde los 10 m hasta los 25.3 m, situados de forma paralela a las vías, y espaciados entre 5.8 y 11.2 m entre vías y unos 4.2 m entre andenes. Existen juntas de dilatación a media madera, generándose tramos de 3 a 4 vanos hiperestáticos entre cada una de ellas. Las vigas son de sección irregular en T invertida para servir de apoyo a los forjados que las acometen lateralmente.

Los forjados se resolvieron mediante vigas de sección pi prefabricadas de hormigón pretensado, fig. [2], colocadas formando un tablero sobre el que se hormigonó una capa de compresión de 6 cm. Estas vigas disponían de

distintos cantos para adaptarse a las diferentes distancias de separación entre pórticos.

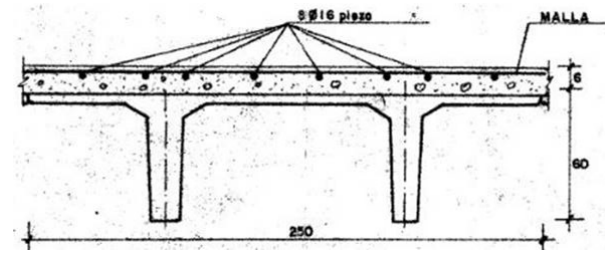


Figura 2. Sección tipo vigas pi

Los pilares son de hormigón armado y su cimentación se resuelve por medio de zapatas superficiales.

De los planos del proyecto original [10] se obtiene que la resistencia considerada para el hormigón es de 25 MPa y que el acero de armar tiene un límite elástico de 500 MPa, pero no se indica ni la calidad ni la sección nominal del acero activo, por lo que, del lado de la seguridad, inicialmente se consideró que las vigas pi contenían cordones de 7 alambres de sección 52 mm² y resistencia a tracción 1770 MPa (C7-9.3 AH1770), de uso habitual en la época.

Es de destacar también que, de acuerdo con la prácticas constructivas de la época, en los pórticos principales las barras utilizadas para resistir la flexión se doblan en las proximidades de los apoyos para resistir el cortante. Fig. [3].

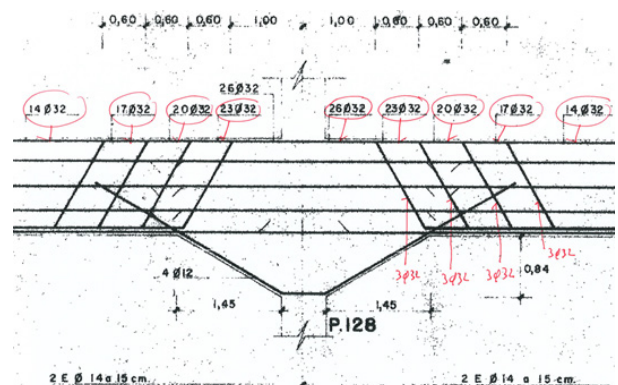


Figura 3. Detalle de armado del proyecto original de los pórticos principales

3. Condicionantes

Los condicionantes más relevantes se resumen a continuación:

- Nuevas cargas asociadas a nuevos acabados y nuevos usos.
- Cumplimiento de la normativa actual, más restrictiva, para la nueva vida útil de la estructura tras su nueva puesta en servicio [2] y [7].
- La ejecución de los refuerzos debe adaptarse a los cortes parciales de vías y a medios auxiliares aptos para espacios reducidos.
- Incertidumbres en cuanto a la resistencia y materiales de la estructura existente.

Considerando la información recogida por los planos del proyecto original de la estructura, las cargas de diseño utilizadas para su dimensionado fueron las siguientes:

Carga muerta $\rightarrow$ 100 kp/m²

Sobrecarga $\rightarrow$ 300 kp/m²

Las nuevas cargas de diseño previstas resultan iguales a:

- Zona de aceras:

Carga muerta $\rightarrow$ 720 kp/m²

Sobrecarga $\rightarrow$ 500 kp/m²

- Zona de viales:

Carga muerta $\rightarrow$ 500 kp/m²

Sobrecarga $\rightarrow$ 500 kp/m²

Por lo que la relación entre las cargas de diseño de la estructura original y las nuevas cargas previstas resulta igual a:

$$q_{\text{uso nuevo}} / q_{\text{existente}} \approx 3.0$$

Adicionalmente, fue necesario considerar la carga accidental debida al camión de bomberos. Ante esta situación, se planteó, junto con la Dirección de Obra, una reducción de las densidades de los materiales necesarios para alcanzar la cota de acabado, obteniéndose los siguientes valores finales para la carga muerta:

- Zona de aceras: 400 kp/m²
- Zona de viales: 290 kp/m²
- Zona interior: 170 kp/m²

Reduciéndose la relación entre las nuevas cargas de diseño y la originales de la estructura a los siguientes valores:

- Zona de aceras: $q_{\text{uso nuevo}} / q_{\text{existente}} \approx 2.3$
- Zona de viales: $q_{\text{uso nuevo}} / q_{\text{existente}} \approx 2.0$
- Zona interior: $q_{\text{uso nuevo}} / q_{\text{existente}} \approx 1.7$

4. Toma de datos en obra

Con objeto de caracterizar las vigas pi, de las que prácticamente no hay información en la documentación disponible del proyecto original, se realizó una campaña de ensayos, tanto destructivos como no destructivos:

- Ensayos de laboratorio de resistencia de materiales (acero de armar, acero activo y hormigón).
- Ensayos hasta rotura a flexión y cortante de vigas pi completas.
- Catas para determinar la cuantía de armadura, activa y pasiva, a flexión y cortante, de las diferentes tipologías de vigas. Fig. [4].

A partir de toda la información recopilada se pudieron establecer los siguientes parámetros característicos de diseño para la verificación estructural de las vigas pi:

- Resistencia del hormigón: $f_{ck,28} = 30$ MPa
- Resistencia acero de armar: $f_u = 550$ MPa
- Límite elástico acero de armar: $f_y = 500$ MPa
- Tensión rotura acero activo: $f_u = 1860$ MPa



Figura 4. Cata para determinar la armadura real de las vigas pi

5. Concepción estructural del refuerzo

5.1 Forjado existente

Para el refuerzo del forjado existente de vigas π_i , a la vista del aumento significativo de las cargas de diseño, se plantea disponer nuevas vigas metálicas adicionales, con perfiles laminados, entre los nervios de las vigas π_i . Fig. [6].

Puesto que para la estructura reforzada es necesario garantizar su correcta aptitud al servicio durante la nueva vida útil tras la puesta en servicio de la ampliación, el refuerzo no sólo debe aportar resistencia suficiente para hacer frente al incremento de cargas, sino que también debe garantizarse la durabilidad de la estructura existente.

Para garantizar la durabilidad, además de los tratamientos superficiales de pasivado y reparación de la estructura existente, debe estudiarse la posible fisuración futura de las vigas. En el caso de las vigas π_i , las nuevas vigas de refuerzo metálicas, aunque proporcionan mucha resistencia, tienen mucha menos rigidez que las vigas de hormigón existentes, por lo que para que las vigas metálicas desarrollen toda su resistencia es necesario que se formen rótulas plásticas con avanzado estado de deformación en las vigas de hormigón, lo que sucede incluso para las combinaciones de cargas en servicio.

Para aumentar la rigidez de las vigas metálicas, estas se conectan a la capa de compresión de las vigas π_i mediante pernos conectadores. Aprovechando las nuevas cotas de acabado, también se dispone una nueva capa de compresión de hormigón armado, obteniéndose, finalmente, un refuerzo con vigas

mixtas, lo que permite un mejor reparto de esfuerzos entre la estructura existente y las nuevas vigas de refuerzo.

Además, en algunas zonas con mayor incremento de carga es necesario disponer refuerzos de fibra de carbono en los nervios de las vigas π_i para el control de la fisuración. Fig. [7].

5.2 Pórticos principales

En el caso de los pórticos principales, la resistencia a flexión y cortante proporcionada por la armadura definida en el proyecto original es bastante superior a la necesaria para las cargas originales, por lo que únicamente es necesario disponer refuerzos de fibra de carbono en algunos tramos para garantizar su resistencia frente a las nuevas cargas. Fig. [5].

Sin embargo, sí que resulta necesario reforzar las ménsulas laterales que sirven de apoyo a las vigas π_i , ya que, en este caso, la armadura prevista en proyecto es muy estricta, por lo que se dispone un refuerzo generalizado de las ménsulas mediante barras postinstaladas con resina en las zonas centrales de los pórticos, donde la armadura existente es muy reducida.

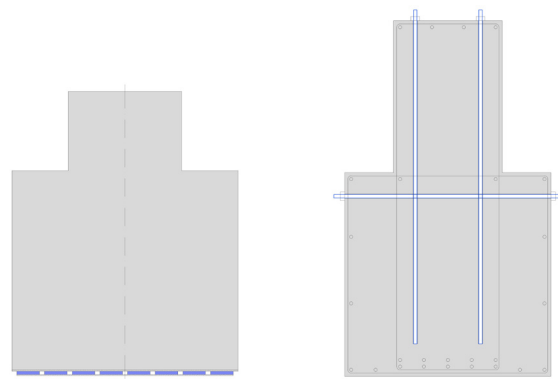


Figura 5. Refuerzo de fibra de carbono y refuerzo de ménsulas laterales en diferentes pórticos principales

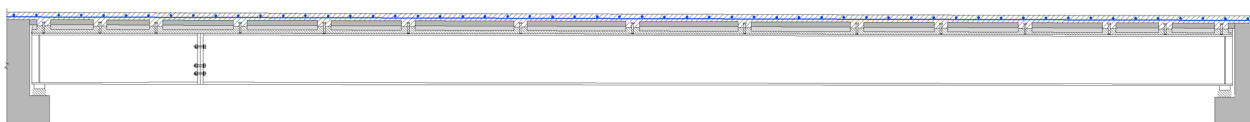


Figura 6. Alzado tipo de nueva viga metálica de refuerzo conectada a la estructura existente

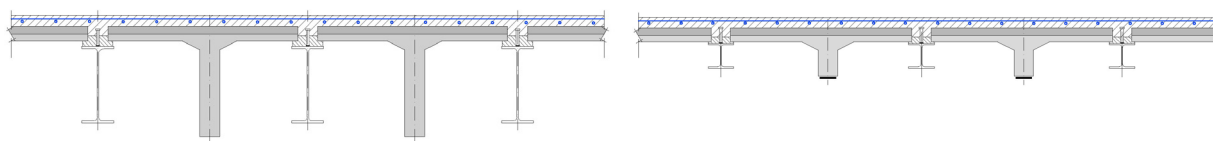


Figura 7. Secciones tipo de vigas π_i de diferentes cantos reforzadas sin y con fibra de carbono

6. Metodología de cálculo

Para poder obtener adecuadamente el reparto real de esfuerzos entre las vigas de hormigón existentes y las nuevas vigas mixtas se debe tener en cuenta el marcado comportamiento no lineal de la sección de hormigón, de forma que sea posible considerar la rigidez real de cada elemento en función de su estado de carga y, adicionalmente, es necesario considerar que la sección de hormigón parte de un estado inicial de carga debido a su peso propio y pretensado.

Para tener en cuenta todos estos efectos se realiza un modelo de cálculo no lineal, evolutivo en el tiempo, fig. [8], en el que se consideran tanto las diferentes fase de ejecución como el comportamiento real de la sección de hormigón a partir de diagramas momento-curvatura, lo que, además de un reparto realista de esfuerzos, permite estudiar si la ductilidad de la sección de hormigón es suficiente para asegurar el no colapso de la rótula plástica que debe formarse para movilizar la resistencia de las vigas mixtas.

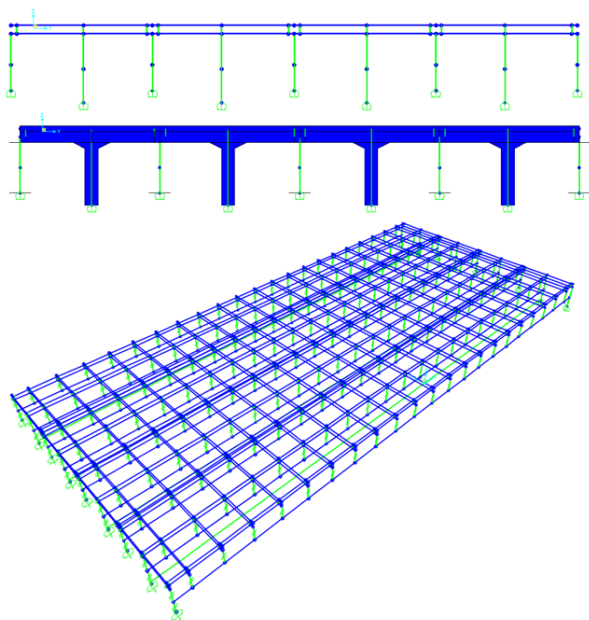


Figura 8. Modelo de cálculo tipo para refuerzo de vigas pi

Se considera el cálculo evolutivo del modelo de acuerdo con las siguientes fases constructivas:

1. Viga de hormigón existente. Las cargas aplicadas en esta fase son el peso propio de hormigón y el pretensado.
2. Montaje de las vigas metálicas: La única carga aplicada en esta fase es el peso propio de acero que es resistido, únicamente, por las propias vigas de acero.
3. Colocación de los pernos conectadores y relleno de mortero entre las vigas metálicas y la losa de compresión.
4. Hormigonado del recrecido de la capa de compresión. En esta fase actúa el peso propio del recrecido sobre la viga existente y sobre la viga metálica, sin considerar su comportamiento mixto ya que los pernos conectadores no pueden transmitir los esfuerzos rasantes a través del hormigón fresco.
5. Aplicación de la carga muerta, que será resistida tanto por la viga de hormigón como por las vigas mixtas, ya conectadas al hormigón, en función del reparto resultante por la relación de rigideces de ambos elementos.
6. Aplicación de las sobrecargas en las mismas condiciones anteriores.

Se consideran dos posibles hipótesis para la obtención de estos diagramas: una primera hipótesis para analizar el Estado Límite Último (ELU), en la que se consideran las resistencias de los materiales (hormigón y acero activo y pasivo) reducidas por los coeficientes de minoración de resistencia para ELU ($\gamma_s = 1.15$ - $\gamma_c = 1.50$), y una segunda hipótesis en la que el diagrama momento-curvatura se obtiene a partir de los coeficientes de minoración de resistencia para el Estado Límite Accidental (ELA) ($\gamma_s = 1.00$ - $\gamma_c = 1.30$), que se usa, igualmente, para las comprobaciones en Estado Límite de Servicio (ELS).

Los diagramas momento-curvatura simplificados implementados en los modelos de cálculo se muestran en las figuras 9 y 10.

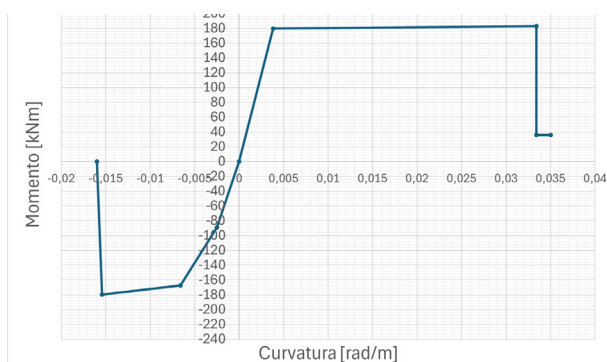


Figura 9. Ejemplo de diagrama momento-curvatura para ELU

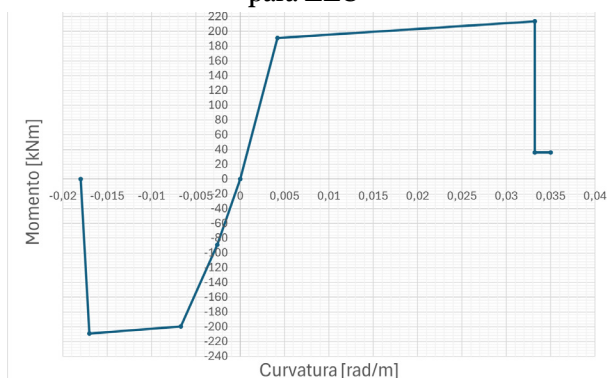


Figura 10. Ejemplo de diagrama momento-curvatura para ELA y ELS

Para flexión positiva el colapso viene determinado por la deformación excesiva del acero activo a tracción (2 %) y para flexión negativa el colapso viene determinado por la deformación excesiva del hormigón a compresión (0.35 %).

Se realizaron modelos de cálculo para cada uno de los tipos de viga pi y para cada una de las situaciones de carga, obteniéndose, finalmente, un total de 11 refuerzos tipo diferentes. Fig. [11].

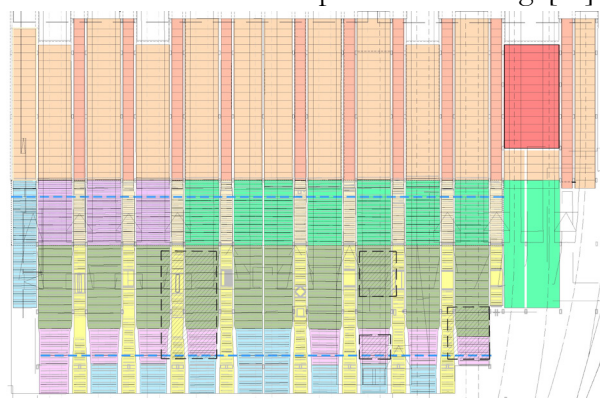


Figura 11. Zonificación de las diferentes tipologías de refuerzo de vigas pi definidos

Para la verificación de los pórticos se admitieron redistribuciones de esfuerzos entre secciones de apoyo y centro de vano de hasta el

20%, verificando en todos los casos tanto la ductilidad de la sección en ELU como la no formación de rótulas plásticas para las combinaciones en servicio y el cumplimiento del estado límite de fisuración en ELS. Donde no era posible alcanzar el equilibrio con la redistribución de esfuerzos, o esta redistribución superaba el 20%, se dispusieron refuerzos de láminas de fibra de carbono de 100x1.4 mm con resistencia a tracción de 2800 MPa y módulo elástico 170000 MPa de la casa S&P.

Para el dimensionado de los refuerzos de fibra de carbono se consideró el Eurocódigo 2 [7] y las notas técnicas N°3.3/19-989 y N°3.3/19-990 del CSTB francés [8].

7. Proceso constructivo

7.1 Forjado existente

El proceso de instalación y ejecución de los refuerzos estuvo fuertemente condicionado tanto por los cortes de vías programados como por las dificultades de acceso a las diferentes zonas de la estructura existente, por lo que, en algunos casos, hubo que definir soluciones alternativas a la generalidad descrita anteriormente para poder ejecutar el refuerzo necesario.

Las nuevas vigas metálicas se montaron en dos tramos para permitir su apoyo sobre las ménsulas existentes, que se unieron en obra mediante una conexión atornillada para evitar el trabajo de soldadura sobre cabeza y minimizar el tiempo de ejecución en obra. Fig. [12, 13, 14].

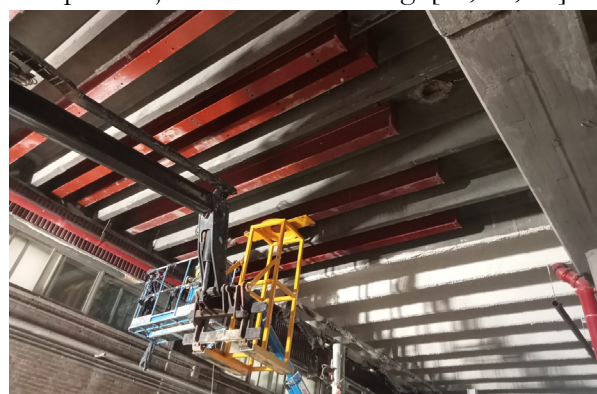


Figura 12. Montaje del primer tramo de las vigas metálicas de refuerzo

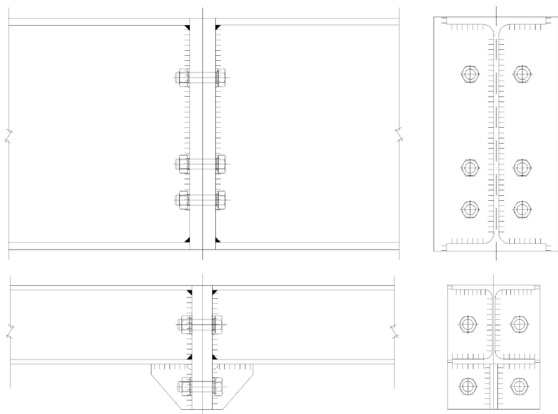


Figura 13. Detalle de conexión atornillada en vigas metálicas de diferentes tamaños



Figura 14. Vigas metálicas completamente instaladas

Para materializar la conexión entre las nuevas vigas metálicas y la capa de compresión de hormigón de las vigas pi, garantizando su comportamiento como sección mixta, se ejecutaron unos taladros desde la cara superior de forjado con diámetro suficiente para la posterior instalación de los pernos conectadores, garantizando la correcta soldadura de los mismos. Fig. [15, 16, 17].

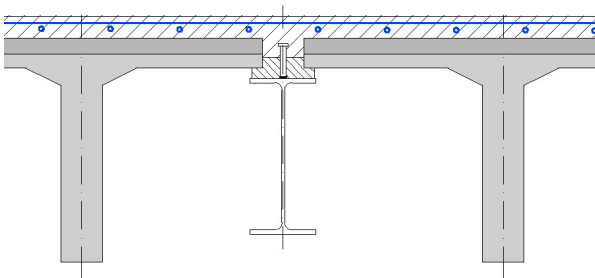


Figura 15. Detalle de conexión con perno conectador



Figura 16. Ejecución de taladros en estructura existente y colocación de pernos conectadores



Figura 17. Instalación de pernos conectadores

En algunas zonas del vestíbulo no era posible acceder a la estructura por la parte superior para la instalación de los pernos conectadores por los condicionantes de uso de la estación durante la ejecución de las obras de ampliación, por lo que se definió una conexión alternativa, mediante varillas roscadas post-instaladas con resina, desde la cara inferior del forjado. Fig. [18, 19].

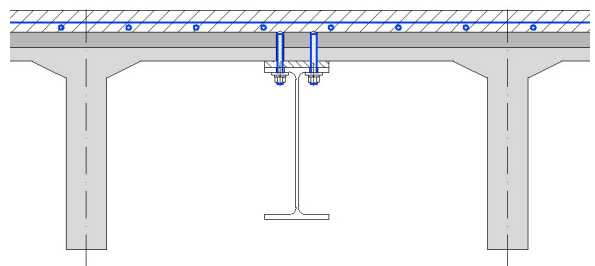


Figura 18. Detalle de conexión con varillas postinstaladas



Figura 19. Conexión inferior con varillas postinstaladas

Una vez ejecutados los elementos de conexión entre las vigas metálicas y la estructura existente se procedió al ferrallado y hormigonado de la nueva capa de compresión, que permitía usar parte del espacio inicialmente previsto como recrecido no estructural para alcanzar la cota definitiva de acabado (carga muerta) como parte de la estructura resistente, aumentando la resistencia del forjado y reduciendo el peso de los elementos no estructurales. Fig. [20].



Figura 20. Ferrallado de la nueva capa de compresión.

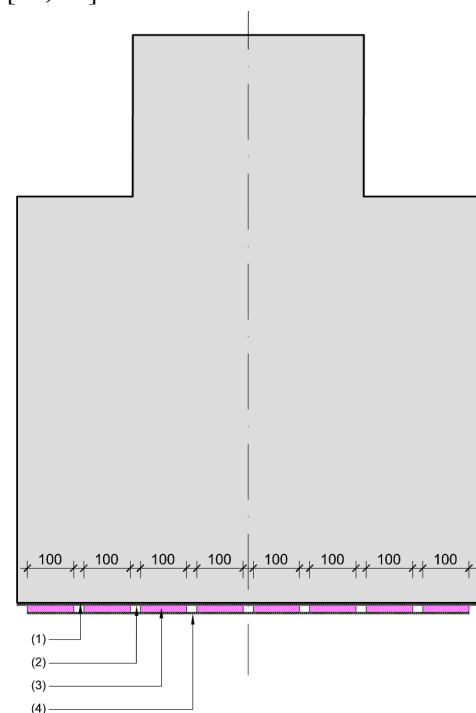
Una vez ejecutado el refuerzo se procedió a la protección de la estructura contra el fuego mediante proyección de una capa de vermiculita, tanto sobre la nueva estructura metálica como sobre las vigas pi existentes. Fig. [21].



Figura 21. Refuerzo de vigas pi finalizado y protegido contra el fuego

7.2 Pórticos principales

Para el refuerzo a flexión de los pórticos principales se definieron detalladamente en planos todas las capas a ejecutar para garantizar la adecuada conexión del refuerzo mediante láminas de fibra de carbono adheridas al hormigón existente, materializándose posteriormente en obra la solución planteada. Fig. [22, 23].



- (1)= CAPA DE REGULARIZACIÓN DE SUPERFICIE TECNOGROUT FIB O SIMILAR (SÓLO EN EL CASO QUE FUERA NECESARIA)
- (2)= CAPA ADHESIVA S&P RESIN 220 HP O SIMILAR
- (3)= LÁMINAS DE FIBRA DE CARBONO 100X1.4 S&P C-LAMINATE SM O SIMILAR
- (4)= MEMBRANA CEMENTOSA S&P TECNOIMPERFLEX O SIMILAR

Figura 22. Definición de refuerzo con láminas de fibra de carbono para ejecución en obra



Figura 23. Refuerzo a flexión de pórtico ejecutado en obra

Finalmente se ejecutaron los refuerzos de las ménsulas laterales, fig. [24, 25], instalando tanto las barras verticales como las barras horizontales mostradas en la figura 6.

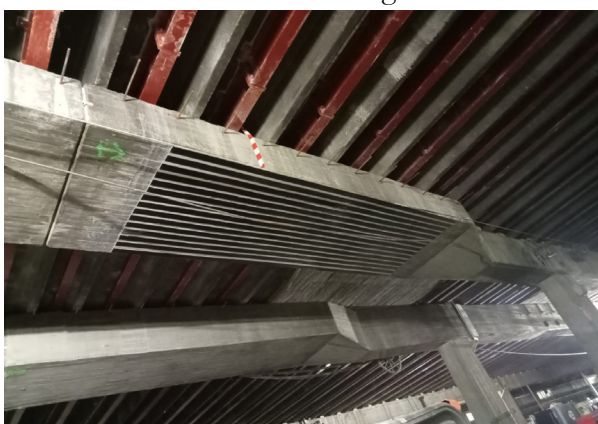


Figura 24. Barras de refuerzo horizontal para ménsulas laterales



Figura 25. Barras de refuerzo vertical para ménsulas laterales

8. Conclusiones

El refuerzo de estructuras existentes es un proceso complejo que requiere de un trabajo previo exhaustivo que permita la caracterización de la estructura a reforzar con el objeto de poder estimar su resistencia real, además de necesitar

de metodologías o procesos de cálculo específicos o, al menos, más detallados que en la mayoría de los casos de estructuras de nueva ejecución, ya que no sólo es necesario determinar el reparto de esfuerzos entre la estructura existente y los nuevos refuerzos, sino que, además, la estructura existente suele partir de un estado de cargas inicial antes de la ejecución del refuerzo, lo que hace necesario considerar la evolución de cargas y esfuerzos a lo largo del tiempo y las diferentes fases constructivas.

Estos cálculos o metodologías detalladas de dimensionado cobran aún mayor importancia en los casos en los que el refuerzo viene determinado por una remodelación o un cambio de uso de la estructura para su puesta en servicio como parte de una nueva infraestructura, ya que debe garantizarse la durabilidad de la estructura durante una nueva vida útil completa y no sólo hasta agotar su vida útil actual, como sería el caso de un refuerzo necesario por el deterioro de una estructura por algún tipo de incidente, problemas climatológicos u otras patologías.

En el caso concreto del refuerzo del edificio de viajeros de la estación de Chamartín, el dimensionado del refuerzo está fuertemente condicionado por el comportamiento real de la estructura reforzada y el reparto de esfuerzos entre la estructura existente y los refuerzos de nueva ejecución, ya que es necesario garantizar que no sólo no se produce la formación de ninguna rótula plástica para las combinaciones de acciones en servicio, sino que debe cumplirse el estado límite de fisuración garantizando la durabilidad de la estructura además de su resistencia para los estados límite de resistencia.

Adicionalmente, para el diseño de los refuerzos deben tenerse en cuenta las importantes limitaciones de espacio y medios auxiliares existentes para su ejecución en obra, ya que muchos de los trabajos hay que realizarlos en el interior de la propia estructura a reforzar.

En el caso particular de la estación de Chamartín, también hay que considerar las

limitaciones impuestas por los cortes de vía programados y compatibilizar los trabajos de ejecución en obra con el uso normal de la estructura, ya que durante la ejecución de la ampliación de la estación no se puede interrumpir el servicio a los viajeros.

Referencias

- [1] MV 101/1962, “Acciones en la Edificación”, Ministerio de la Vivienda.
- [2] CTE, “Código Técnico de la Edificación”, Ministerio de Vivienda y Agenda Urbana.
- [3] UNE-EN 1991-1-1, “Eurocódigo 1: Bases de proyecto y acciones en estructuras. Parte 1.1: Acciones generales. Pesos específicos, pesos propios, y sobrecargas de uso en edificios”.
- [4] EH-73, “Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado”, Ministerio de Obras Públicas.
- [5] EHE-08, “Instrucción de Hormigón Estructural”, Ministerio de Fomento.
- [6] EAE-12, “Instrucción de Acero Estructural”, Ministerio de Fomento.
- [7] UNE-EN 1992-1-1, “Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para la edificación”.
- [8] CSTB Avis Technique N°3.3/19-989 + N°3.3/19-990, “*Renforcement d'éléments de structure par collage de tissus verre et/ou carbone avec une matrice polymère*”.
- [9] UNE 36098:1985, “Cordones de 7 alambres de acero para armaduras de hormigón pretensado”.
- [10] Planos de la liquidación provisional de las obras del proyecto reformado de la nueva estación de Chamartín, Dirección General de Infraestructura del Transporte, 1981.
- [11] Proyecto de construcción de ampliación y remodelación de la playa de vías y andenes de alta velocidad y del edificio de viajeros de la estación de Chamartín (Madrid), INECO, 2021.

Ficha Técnica de la estructura

Datos de la obra	
Ubicación	Madrid
Año de ejecución	2024-2025
Propiedad	ADIF
Proyecto de construcción	INECO
Proyecto de ejecución y asistencia técnica	Cesma Ingenieros
Empresa contratista	UTE AZVI – COMSA – VIAS – SAN JOSÉ
Asistencia y control de obra (ACO)	SENER – TYPESA – ARDANUY
Datos técnicos	
Superficie	19.660 m ²
Luz forjados	de 3.0 a-18.0 m
Luz máxima pórticos	21.0 m
Canto forjado existente	de 31.0 a 86.0 cm
Canto pórticos existentes	de 1.31 a 1.64 m
Cuantía de acero estructural de refuerzo	37 kg/m ²
Cuantía de fibras de carbono en bandas de espesor 1.4 mm en forjados	2,5 cm ² /m ²
Cuantía de fibras de carbono en bandas de espesor 1.4 mm en pórticos	5,3 cm ² /m ²