Disponible en www.hormigonyacero.com
https://doi.org/10.33586/hya.2025.4004

Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. Convivir con el pasado: evaluación y refuerzo de la estructura preexistente

Renovation of the Santiago Bernabéu Stadium. Live With the Past: Evaluation and Reinforcement of the Original Structure

José Luis Martínez Martínez[a,*], **José Antonio Martín-Caro Álamo**[a]

[a] *Ines Ingenieros, Núñez de Balboa 120, Madrid, España.*

Recibido el 20 de noviembre de 2024; revisado el 3 de febrero de 2025, aceptado el 15 de septiembre de 2025

RESUMEN

Este artículo presenta el proceso de evaluación y refuerzo de la estructura original del estadio Santiago Bernabéu, adaptando la edificación a los requerimientos actuales. Se detalla la evolución de las fases constructivas, desde la construcción original en 1947 hasta las intervenciones recientes, poniendo el acento en los refuerzos estructurales implementados. Los pilares, costillas y forjados fueron intervenidos utilizando técnicas como el recrecido perimetral y refuerzos con microhormigón, además de refuerzos con fibras de carbono (fRP) y soluciones metálicas. Estas acciones permitieron mejorar la seguridad, rigidez y durabilidad del estadio, preparándolo para las exigencias de su uso moderno.

PALABRAS CLAVE: Refuerzo estructural, Estadio Santiago Bernabéu, rehabilitación de estructuras, microhormigón, fibras de carbono (fRP), pilares, túnel ferroviario, recalce de cimentaciones.

©2025 Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Este es un artículo de acceso abierto distribuido bajo los términos de la licencia de uso Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0)

ABSTRACT

This article presents the process of evaluation and reinforcement of the original structure of the Santiago Bernabéu stadium, adapting the building to current requirements. The evolution of the construction phases is detailed, from the original construction in 1947 to the recent interventions, placing emphasis on the structural reinforcements implemented. The pillars, ribs and slabs were intervened using techniques such as perimeter screed and reinforcement with microconcrete, as well as reinforcement with carbon fibers (FRP) and metallic solutions. These actions made it possible to improve the safety, rigidity and durability of the stadium, preparing it for the demands of its modern use.

KEYWORDS: Structural strengthening, Santiago Bernabéu Stadium, Structural rehabilitation, Micro-concrete, Carbon fibers (FRP), Columns, Railway tunnel, Foundation underpinning.

©2025 Hormigón y Acero, the journal of the Spanish Association of Structural Engineering (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0) License

* Persona de contacto / *Corresponding author*:
Correo-e / *e-mail*: jlmm@inesingenieros.com (José Luis Martínez)

Cómo citar este artículo: Martínez, J.L., & Martín-Caro, J.A. (2025). Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. Convivir con el pasado: evaluación y refuerzo de la estructura preexistente. *Hormigón y Acero*. 76(307):271-280. https://doi.org/10.33586/hya.2025.4004

1. BREVE RESEÑA DE LAS FASES DE CONSTRUCCIÓN DEL ESTADIO

El visitante del estadio difícilmente puede distinguir cuándo pisa una estructura de 80 años y cuándo una nueva. En cambio, el proyectista reconoce claramente esta diferencia al aplicar los requisitos de un moderno estadio de primer nivel y las normas vigentes a una estructura como el Bernabéu, producto de sucesivas construcciones y ampliaciones.

1.1. 1947-1953

La construcción original es de 1947 y la primera ampliación se produce tan pronto como 1953 [1]. El primer Bernabéu se concibe para 70,000 espectadores, ocupa una superficie de 34,000 m² y muestra ya una característica que no ha variado en las distintas épocas: la diferenciación de la tribuna este que se completa con una sección y diseño diferente 6 años después de la primera construcción.

El terreno de juego y la grada baja, de hormigón en masa, quedan enterrados en el terreno, con un rebaje de unos 8 m respecto al nivel de la calle. La sección transversal (ver Figura 1) presenta cuatro alineaciones de pilares cimentados sobre pozos de hormigón en masa ('*pilarotes*') con su base ensancha-

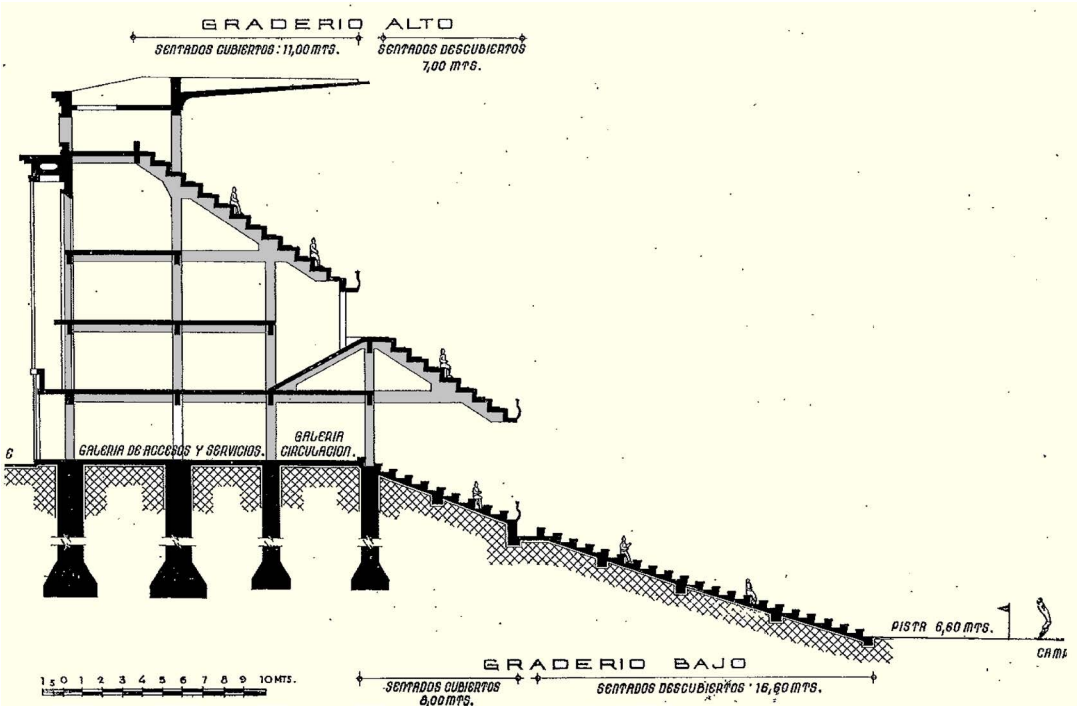


Figura 1. Sección transversal tipo en el lateral oeste del estadio original (1944-1947). La visera superior, de 10 m de vuelo, no fue construida.

da. Los pilares tienen sección constante y cuadrada en toda su altura (cantos de 0.40 a 0.55 m). Las luces varían entre 4.50 y 5.50 m. La estructura consta de dos gradas, el primer anfiteatro volado sobre la grada baja y el segundo sobre este y retranqueado hacia el exterior. Estos pórticos de hormigón armado que configuran la sección transversal están espaciados 7.00 m y se forman con vigas de 0.30x0.55 (ancho x canto). En la dirección longitudinal, las vigas tienen dimensiones de 0.30x0.65 y presentan juntas a media madera en el cuarto de la luz cada 3, 4 o 5 vanos de forma que simulan un comportamiento continuo a flexión mientras mantienen longitudes dilatables muy moderadas. Los cuatro niveles de forjados se resuelven con losas de hormigón apoyadas en el contorno de 5x7 m formado por las citadas vigas de pórtico y longitudinales. Este apoyo en recuadro posibilita la flexión en dos direcciones y un canto de solo 120 mm para las losas, las cuales reproducen las juntas longitudinales mediante pasadores. Las gradas se forman en hormigón armado aprovechando la tabica del respaldo, de 0.57 m de canto [2].

Un elemento singular es la presencia del 'túnel de Enlaces Ferroviarios' construido antes que el estadio, si bien entró en servicio solo mucho más tarde. Este cruza el campo de sur a norte en su lado este y, debido al rebaje del campo de juego, queda con su clave a menos de un metro de la superficie. En varias zonas de los fondos se construyeron estructuras de puenteo del túnel [3].

Las sobrecargas de cálculo fueron de 4.00 kN/m² en forjados y de 6.00 kN/m² en el graderío. Este último valor es, afortunadamente, superior al actual de acceso público y se debe a que casi todo el público estaba de pie. La norma de hormigón [4] y el texto de Carlos Fernández Casado, proyectista de la estructura [5], orientan sobre los materiales utilizados: un hormigón asimilable a un HA-15 y acero de 240 MPa de límite elástico (tabla 1).

TABLA 1:
Hormigones y aceros de armar usuales en 1944 y sus características

Hormigones				
Tipo	**Cemento [kg/m³]**	**Agua [l/m³]**	**Relación a/c [-]**	**f28 [MPa]**
A	400	210	0.53	15
B	350	205	0.59	13
C	250	200	0.80	8.5
D	200	193	0.97	6.0

Aceros de armar			
Tipo	**fy [MPa]**	**fu [MPa]**	**Alargam. [%]**
Corriente	24	36	23
Especial	36	50	18

El cálculo en tensiones admisibles usaba un factor de 2 para minorar el acero y de 3 para el hormigón en flexión y compresión. La resistencia a cortante era aún un fenómeno comprendido a medias y se resolvía levantando las barras de positivos según se aproximaban a la zona de soportes. Las barras eran lisas y el modo de anclaje era mediante ganchos. Los diámetros usuales [mm] eran 5, 6, 7, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 25, 30 y 35 [4]. Esta multiplicidad de diámetros complica la identificación del calibre de las barras en catas.

La obra se termina dejando el lateral este inconcluso y a falta de una ampliación que tiene lugar en 1953 [1] configurando una estructura similar en tipologías, pero con más niveles [7], una fachada en desplome y una crujía de ancho doble en cada planta, lo cual implicó, para mantener las dimensiones de los recuadros de las losas una viga longitudinal que no apo-



Figura 2. Aspecto del estadio tras la reforma de 1982 (i) y 1994 (d).

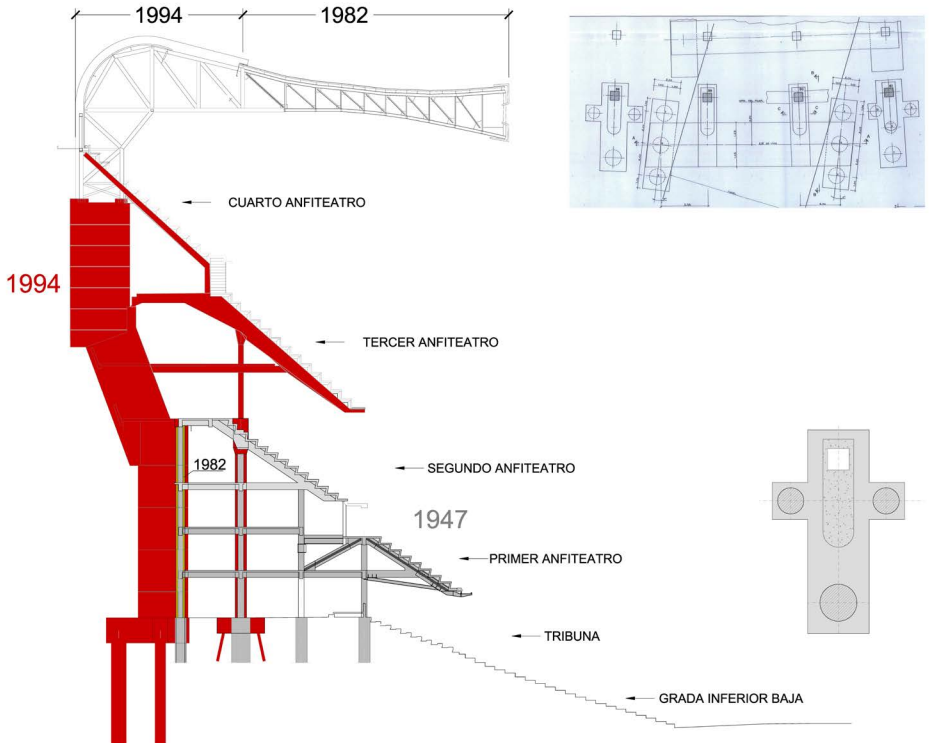


Figura 3. Sección transversal oeste y fondos tras la ampliación de 1994, planta de cimentación de una costilla típica (der. abajo) y refuerzo de las estructuras puente sobre el túnel en el lado sur (der. arriba).

ya en pilares, sino que embrochala en vigas transversales. Esta singularidad –como se verá– propició un tipo de refuerzo diferente en el lateral este.

1.2. 1982

La celebración del mundial de fútbol en España y dio pie a la siguiente remodelación. Las localidades pasan a ser sentadas y se cubre el estadio (excepto el lateral este) con una celosía metálica que fue objeto de un pionero estudio en túnel de viento [7]. Las celosías, de 20 m de longitud apoyan en los pilares de 3ª y 4ª alineación, comprimiendo el primero y traccionando este último, el más exterior, que fue recrecido a una sección de 0.70x0.70 [m] y armado para resistir la tracción que es máxima en su parte superior, pero que llega a anularse antes de entrar en cimentación.

1.3. 1994

La intervención de 1994 [8] fue una transformación de gran magnitud con profundas implicaciones en la estructura. El estadio incorpora dos nuevos anfiteatros creciendo en vertical y hacia fuera, amplía la cubierta, crea cuatro torres para acceso y cambia drásticamente la alineación exterior de los pilares (4ª alineación) y su cimentación.

La figura 3 muestra la sección resultante de la ampliación de 1994. Los dos nuevos anfiteatros se apoyan en los pilares de primera y segunda alineación, mientras la cubierta es izada en vertical y complementada por un tramo curvo nuevo que permite empotrarla en la costilla de 4ª alineación. El pilar de la segunda alineación recibe de la nueva estructura una reacción vertical de la nueva estructura, por lo que se refuerza su sección con un recrecido perimetral y su cimentación se micropi-

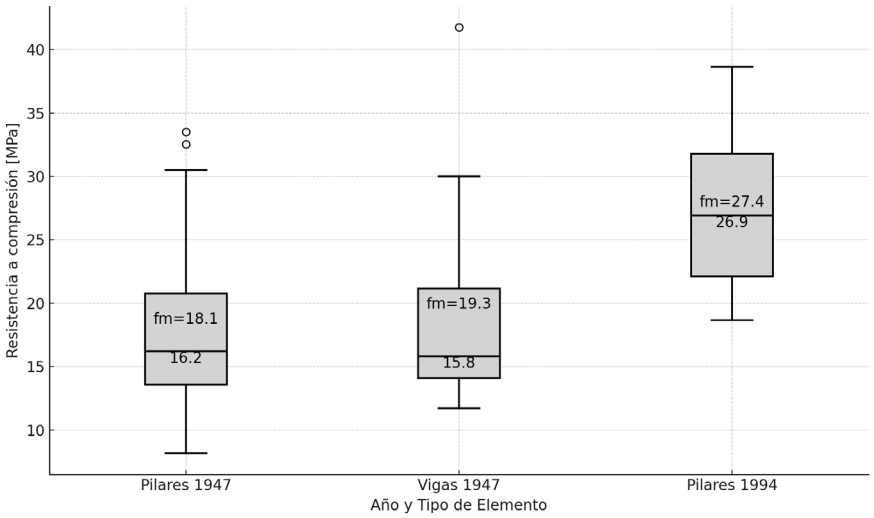


Figura 4. Distribución de los resultados de resistencias a compresión en testigos de diámetro 100 mm y h/ø=2. Se indica el valor medio fm y el valor mediano.

lota. El nuevo pilar de la cuarta alineación, la costilla, tiene un trazado complejo: vertical en su arranque en el que absorbe al pilar preexistente (original de 1947 pero reforzado en el 1982), quebrado luego para dejar espacio al anfiteatro superior y finalmente vertical en su contacto con la cubierta. La intención del proyectista, creemos, fue la de independizar este poderoso machón de la estructura original, ya que entre el pilar preexistente y el nuevo hormigón deja interpuesto un panel de porexpán. El quiebro a la altura del tercer nivel es una fuente de problemas ante aumentos de carga como se verá luego. El aspecto más incierto de este diseño es la cimentación de las costillas. En un principio se diseñó un encepado con cuatro pilotes que, eso sí, estaban situados en planta de forma asimétrica respecto al pilar, desplazados hacia el exterior. Esta posición está impuesta porque no era posible introducir una pilotera bajo el estadio del 47. La cimentación finalmente construida tiene tres pilotes, uno centrado de 1.20 m de diámetro y dos, uno a cada lado, de 0.85 m. Este encepado en cruz con su desplazamiento hacia el exterior del estadio y su peculiar armado es un elemento con muy poca facilidad de adaptación y refuerzo ante nuevas solicitaciones. A esto hay que añadir el hecho de que el encepado está interrumpido por el nacimiento del pilar de 1947 (figura 3, derecha). En los puentes sobre los túneles existentes en las alineaciones afectadas el proyecto del 1994 amplía y refuerza estas estructuras. Por su lado, los nuevos anfiteatros son metálicos con forjados de placas alveolares. En este proyecto se incorporan a todo alrededor del estadio las losas de palcos, aprovechando un espacio solo parcialmente ocupado en el nivel 2 en la obra original. Otros aspectos de interés se describen en Cauce 1994 [9].

1.4. Otras intervenciones: 2004 y 2011

En la actuación del 1994 el lateral este se amplía de forma análoga al resto del estadio disponiendo dos nuevos anfiteatros, pero sin costillas y sin cubierta. Esta obra se acomete en 2004 junto con la reordenación de los torreones del este y la nueva fachada de este lateral. En 2011 se añade una fila al voladizo del primer anfiteatro y se refuerza el pilar de primera alineación y las vigas inclinadas que apoyan en él.

2. AUDITORÍA DE LA ESTRUCTURA PREEXISTENTE

Como primer paso, se acometió una campaña de recopilación documental, análisis estructural y trabajos de campo. Estos, junto con ensayos de laboratorio, permitieron actualizar la evaluación de la seguridad, funcionalidad y durabilidad de la obra. El objetivo era identificar los elementos más susceptibles a los nuevos requisitos de la remodelación y definir las acciones necesarias de reparación o aumentar de la durabilidad de la estructura en el proyecto.

Se recopiló toda la información gráfica sobre la estructura, así como cuatro campañas anteriores de catas y ensayos llevadas a cabo por Ayesa, Cones, Intemac y Retineo. Los resultados de resistencias a compresión (figura 4) muestran coeficientes de variación en torno al 40% para los hormigones antiguos y del 25% para los de 1994. Los resultados son compatibles con un HA-15 para 1947 y HA- 20 (valor de proyecto) para 1994. Se investigó la compacidad de los hormigones (UNE 83-312-90) con resultados de índice de huecos entre el 9 y el 10% para ambos grupos de hormigones, denotando un "hormigón de buena calidad y compacidad".

En un total de 60 catas se midió la profundidad de carbonatación y el recubrimiento en vigas y pilares (tabla 2). El recubrimiento en las vigas fue significativamente menor que en los pilares (18 mm frente a 38 mm), y en casi dos de cada tres catas la carbonatación alcanzó había alcanzado o superado la armadura. Los datos de recubrimiento en losas resultaron muy irregulares con valores mínimos de prácticamente cero y máximos no mayores de 20 mm.

TABLA 2:
Recubrimientos y profundidad (media ± desviación típica) y proporción de casos en que la carbonatación ha superado al recubrimiento

	Pilares 1947	Vigas 1947	Pilares 1994
Recubrimiento medio [mm]	38 ±11	18 ±11	60 ±24
Prof. Carbonatación media [mm]	20 ±8	27 ±8	27 ±9
Casos Carbonatación ≥ recubrimiento [%]	20%	61%	0%

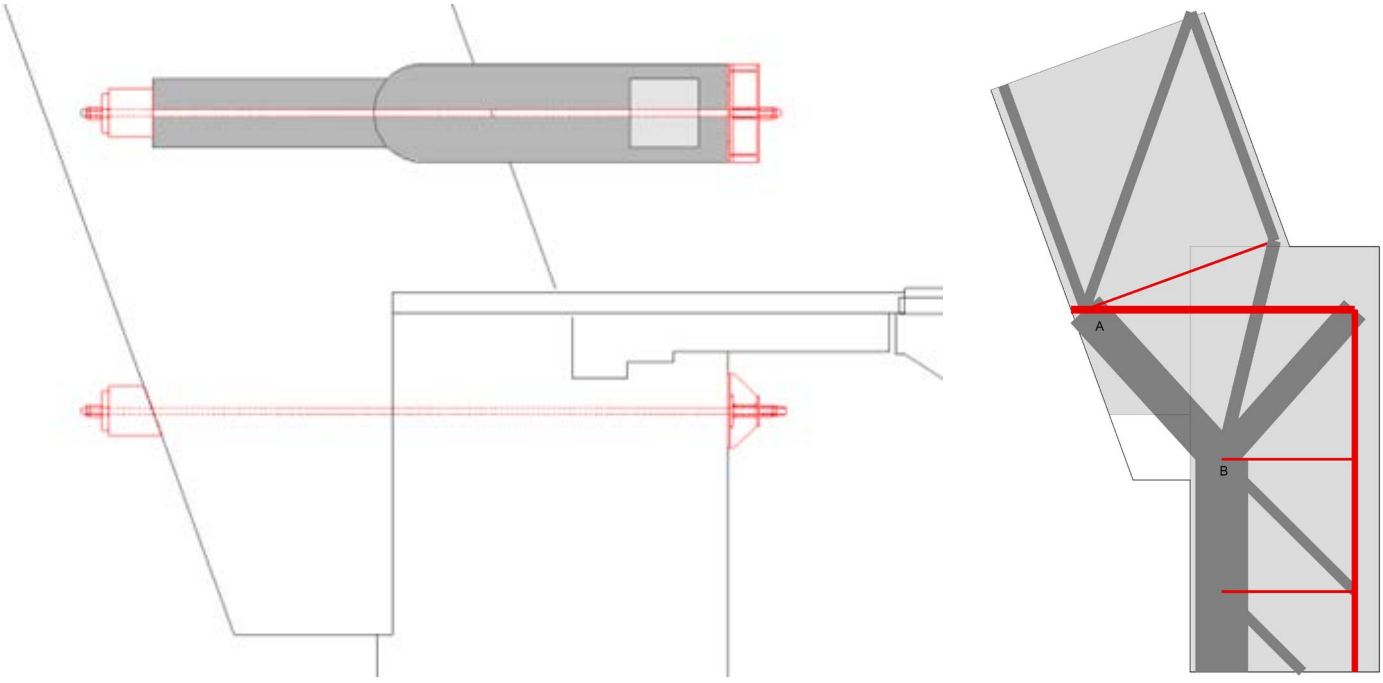


Figura 5. Refuerzo de las costillas. Barra pretensada (i) y esquema de bielas y tirantes. El recrecido del tacón permite bajar el nudo B y mejorar además la dimensión de la biela AB.

No obstante, los resultados anteriores, no se encontraron síntomas de corrosión de armaduras ni siquiera en vigas con grandes profundidades de carbonatación con la excepción de zonas bajo gradas mal ventiladas y con presencia constante de humedad. Los contenidos de cloruros en el cemento fueron despreciables y los de sulfatos siempre inferiores a 0.25 mg/m³.

En un total de 10 muestras de acero liso de armar se obtuvo un valor del límite elástico de 317±48 MPa (valor mínimo 244 MPa), tensión de rotura 462±48 MPa y alargamientos en rotura del 26% en promedio.

En lo que respecta a condiciones de seguridad estructural, la principal conclusión ciertos elementos requerían intervenciones de refuerzo incluso antes del aumento de carga debido al nuevo uso. En particular los pilares de primera alineación y las losas de 120 mm de canto de la obra de 1947, así como las losas de palco, con problemas ya conocidos de flechas. Se detectaron fisuras de abertura significativa en la zona de encuentro de los tramos primero (vertical) y segundo (inclinado) de las costillas.

3. LOS REFUERZOS DE LA ESTRUCTURA

Los incrementos de carga superficial se deben a los nuevos usos, pavimentos, acabados e instalaciones, así como protección al fuego, las propias medidas de refuerzo y a los requisitos de las normas vigentes.

3.1. Refuerzos de pilares y costillas

Los pilares de la primera alineación en todo el perímetro del estadio, junto con algunos pilares de los niveles inferiores del este, fueron recrecidos perimetralmente con armaduras continuas entre plantas. Se empleó un microhormigón autocompactante de 40 MPa en un espesor de 100 mm.

Las costillas de 1994 vieron incrementada su solicitación en los niveles superiores. La zona de encuentro entre el arranque vertical y el tramo inclinado de las costillas estaba solicitada de forma similar al de una (gran) ménsula corta. El problema se estudió con detalle para disponer un refuerzo consistente en un tirante horizontal y un recrecido de hormigón. El tirante lo forma una barra ø65 de acero Y-1050 dentro de una perforación de 90 mm de diámetro y 5.85 m de longitud. El recrecido tenía como objetivo ampliar el canto de la sección diagonal en la zona de encuentro entre tramos (figura 5). Si bien el tirante se alojaba en el centro de la sección de la costilla, la fuerza de tesado en el anclaje interno no podía aplicarse en la zona central porque el pilar de 1947-1982 funciona como un hueco central de 700 mm de ancho próximo al borde. El anclaje apoya en una estructura metálica que puentea la reacción hacia dos bandas de solo 150 mm de ancho en cada borde. Para limitar los efectos de segundo orden fuera de su plano, se dispuso un arriostramiento a base de celosías metálicas de 2.50 m de canto en su parte superior, donde eran compatibles con las instalaciones.

3.2. Refuerzos de forjados y juntas

Las losas de 120 mm de espesor precisaban una mejora de la resistencia y la rigidez, así como una protección al fuego en su cara superior. Esto se consiguió mediante un recrecido nominal de 45 mm de microhormigón autonivelante, lo cual aumentaba el canto en un 50%. La realidad de las deformaciones e imperfecciones de las losas obligó a hacer un levantamiento de precisión por nube de puntos y definir una cota de arquitectura en cada nivel de forma que el recrecido tuviera siempre más

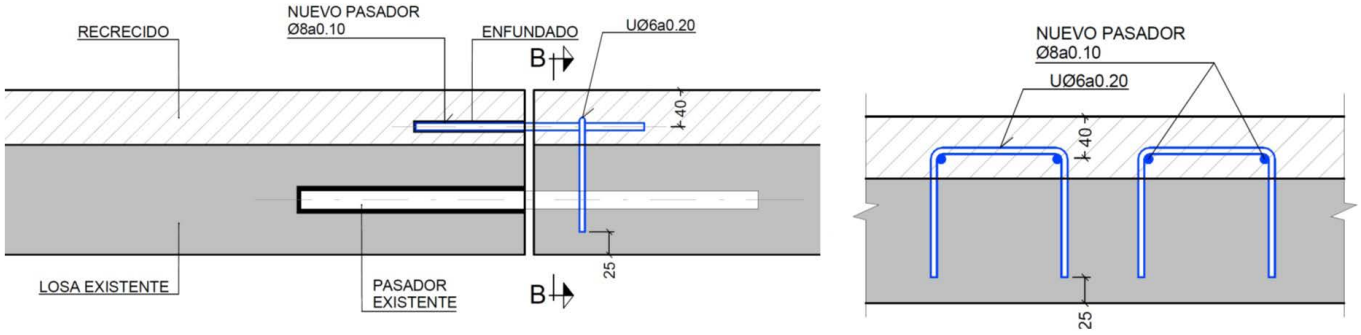


Figura 6. Detalle de pasadores en juntas de losas de 1947.

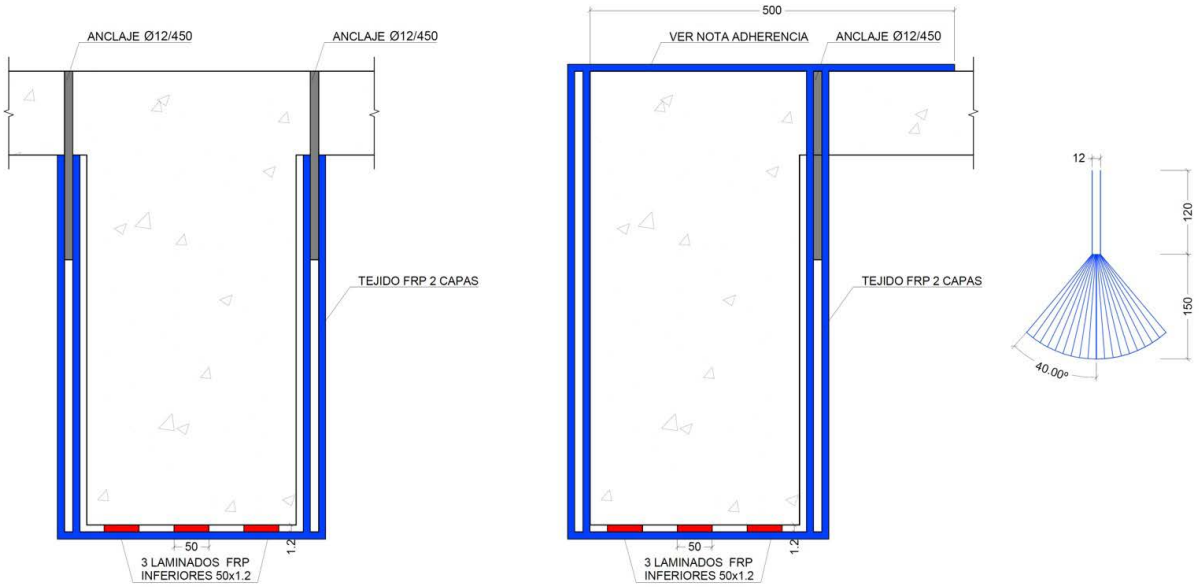


Figura 7. Detalle de anclaje de los tejidos de FRP de refuerzo a cortante en vigas interiores y de borde.

de 45 mm en su punto de menor espesor. Este ajuste influye tanto en los niveles de arquitectura (escaleras, etc.) como en las cargas muertas efectivas. El recrecido es efectivo considerando rugosidad normal, sin barras de cosido entre hormigones y sin puente de unión. En la zona de junta se dejan pasadores en el hormigón nuevo y sí se perforan barras para anclar Ues que evitrn el empuje al vacío de los pasadores. El armado del recrecido consistía en un mallazo #ø6 a 0.15 y en refuerzos ø10 a 0.15 sobre las vigas en que apoyan los recuadros de losa.

Las vigas longitudinales y transversales no mejoran significativamente su seguridad por el recrecido descrito. Se diseñaron dos clases de refuerzos: de flexión y cortante mediante laminados y tejidos de fibra de carbono y refuerzos metálicos. Los refuerzos de FRP se aplicaron siempre que fue posible. Los refuerzos a cortante en vigas en T tienen el problema de la falta de eficacia del tejido aplicado en tres caras, lo cual además incrementa la solicitación de la armadura de positivos. Para resolverlo, se utilizaron anclajes en abanico. Estos elementos no están recogidos en las normas de refuerzos de FRP [10][11] por lo que se recurrió a bibliografía especializada [12]. Se diseñaron 17 refuerzos tipo con entre 3 y 9 laminados de 50x1.2 [mm] y dos o tres capas de tejido de 0.167 mm de espesor.

Los refuerzos de FRP son aplicables hasta cierto nivel de necesidad de mejora de la seguridad. Además, en ocasiones era precisa la demolición de tramos de vigas. Esto interrumpe el esquema de continuidad del diseño original y deja a los tramos adyacentes al retirado con un problema en su armadura longitudinal, ya que los ganchos que la anclaban se encontraban en el vano retirado. En estos casos se recurrió a una adaptación de un refuerzo clásico de vigas de madera adosando lateralmente perfiles UPN. Cuando los gálibos lo permitían se emplearon refuerzos metálicos bajo las vigas existentes. En total, se definieron 20 refuerzos metálicos tipo, incluyendo los que se encuentran en tramos de junta a media madera. Todos los refuerzos metálicos inferiores son pasivos en el sentido de la referencia [13].

En los forjados del este la singularidad del vano de doble ancho con viga longitudinal embrochalada en las transversales hacía inaplicables las soluciones tipo metálicas. Para resolver el refuerzo de las vigas transversales, que reciben la carga puntual, se diseñó un refuerzo de recrecido perimetral de microhormigón en el que los esfuerzos se resisten con la nueva armadura longitudinal y transversal. El refuerzo es conceptualmente similar al de recrecido de los pilares, pero su ejecución es considerablemente más complicada. Los contactos horizontales entre el hormigón preexistente y el del refuerzo requerían un tratamiento de rugosidad alta para asegurar la transmisión de rasantes. Los agujeros en la losa practicados para introducir la armadura vertical en U servían además para el vertido del microhormigón. Un refuerzo a cortante similar pero con hormigón proyectado se presenta en [14]. La zona de embrocha-

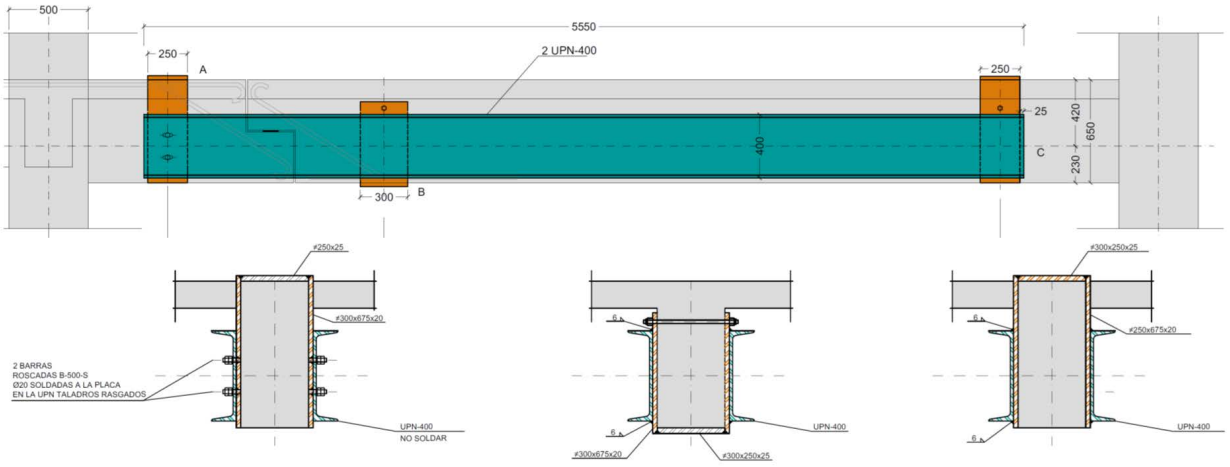


Figura 8. Refuerzo metálico tipo de una viga longitudinal en tramo de junta.

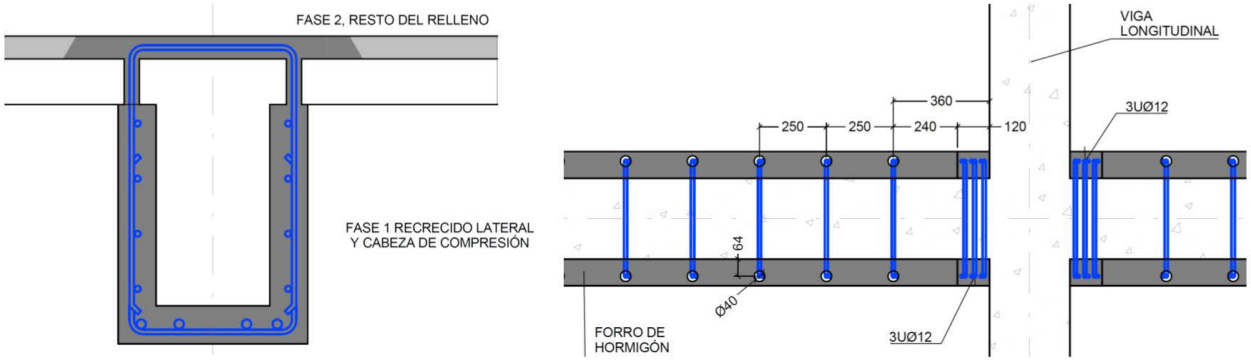


Figura 9. Sección de la viga transversal recrecida y detalle en planta del encuentro con la viga longitudinal.

lamiento con la viga longitudinal requiere un refuerzo local y un armado de detalle (figura 9).

Una vez definidos y comprobados todos los refuerzos tipo, y establecidas sus condiciones de aplicabilidad (luces, cargas, gálibo y continuidad), el proyecto se organiza desde la planta general, asignando el refuerzo mínimo en cada vano según reglas predeterminadas, como si fuera un juego de mesa. Esto es necesario para acometer un proyecto de gran volumen y complejidad en el que la obra va en paralelo, cuando no por delante, del diseño y con datos en directo.

Por su parte las losas de palco fueron sustituidas por losas de hormigón armado ejecutadas in situ. Estas losas se apoyan en los perfiles metálicos que soportaban las anteriores losas, si bien se hubo de bajar la cota de estos, y en las vigas longitudinales originales mediante pasadores. Los vuelos de estas nuevas losas de palco siguen siendo losas originales.

4. ACTUACIONES SINGULARES

5.1. Recalce de estructura junto al túnel de carros

Una objetivo de la reforma era proveer un acceso camiones desde el exterior al campo de juego. El trazado de este acceso (el túnel de carros) definía una rasante por debajo de los pozos de cimentación de los pilares del edificio este. Para ejecutar el túnel fue necesario apear y poner en carga dos alineaciones, sosteniendo simultáneamente cinco pilares con una fuerza total de 11 MN. La puesta en carga activa se consideró importante para evitar que el apeo tomara la carga bruscamente al perforar los pozos existentes o al excavarse el túnel.

Para ello, se construyó una línea de encepados sobre micropilotes y separados del terreno mediante porexpán. Sobre esta línea se formó una viga pared que abrazaba los pilares existentes. Entre la viga pared y la cimentación se deja una rendija que permite situar 17 gatos. Una vez aplicadas las cargas, que son distintas en cada gato en función de las reacciones de los correspondientes pilares, se introdujeron calzos y se hormigonó la rendija. Los movimientos totales de la estructura a máxima carga fueron inferiores al milímetro.

5.2. Estructuras sobre túnel

Se han descrito los puentes sobre el túnel ferroviario de la obra original y su ampliación y refuerzo en la obra de 1994. Tanto en el cruce del lado sur, como en el norte el apoyo de unos soportes auxiliares de la cubierta (*las muletas*) se produce sobre estas estructuras. El caso más complejo se da en el norte (figura 11) en el que el soporte se sitúa junto a una costilla que ya se encuentra apoyada en un extremo en el puente de la obra original (pilar de cuarta alineación) u en el otro en un puente de hormigón armado de 3 m de canto.

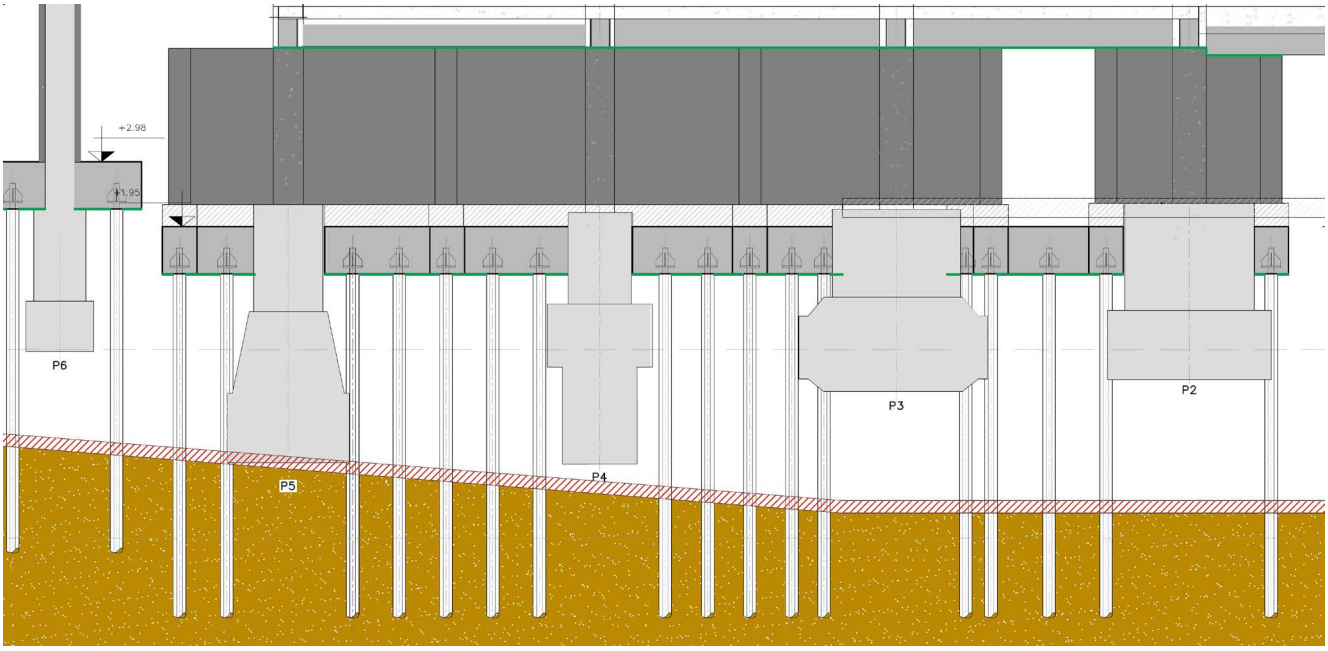


Figura 10. Alzado parcial del recalce de la estructura y cota inferior del túnel de carros.

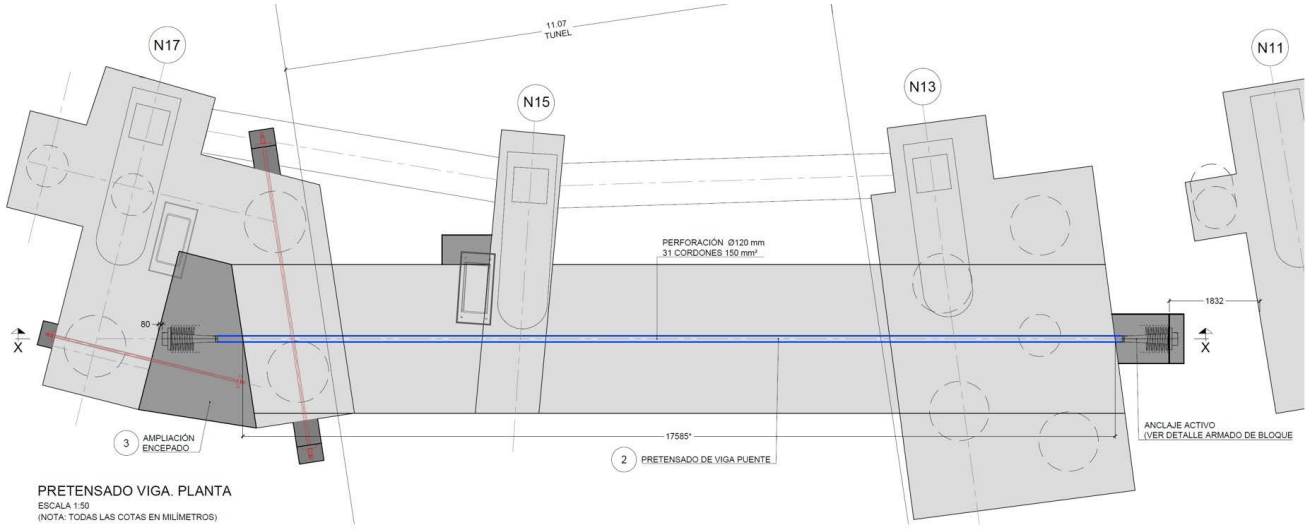


Figura 11. Planta de una de las estructuras sobre el túnel que muestra las sucesivas intervenciones de 1947, 1994 y refuerzo actual. El apoyo de los nuevos soportes de cubierta están junto a las costillas N15 y N17.

Los importantes incrementos de solicitación en este elemento (flexión biaxial y torsión) se resolvieron con un conjunto de refuerzos que incluían el cosido de varias cimentaciones y el pretensado longitudinal de la viga puente, lo que requirió una perforación de 17.5 m que se ejecutó con una desalineación de menos de 60 mm. El pretensado preveía una resistencia adicional ante los esfuerzos y rigidez suficiente para evitar que las reacciones solicitaran las partes más antiguas de la obra.

5.3. Independización de la grada este y refuerzo del túnel

El túnel Atocha-Chamartín atraviesa el campo de sur a norte, quedando muy cerca de la superficie en gran parte de su recorrido bajo la grada este. El Club y Adif acordaron corregir esta situación mediante dos actuaciones: por un lado, el refuerzo de la bóveda del túnel en su tramo bajo el campo y, por otro, la independización de la grada respecto al túnel. De esta forma debimos transformar esta grada apoyada sobre el terreno en una estructura autoportante. La estructura resultante queda en vuelo sobre el túnel o puentea biapoyada según la zona y se coordina con la cimentación de la nuevo losa móvil del terreno de juego, descrita en otro artículo de este número.

5.4. Refuerzo de cimentaciones de costillas DAC

Para terminar, se describe brevemente el refuerzo que fue preciso en ocho costillas del fondo norte y otras tantas en el sur a raíz de la fuerza limitada por dispositivos DAC a razón de 500

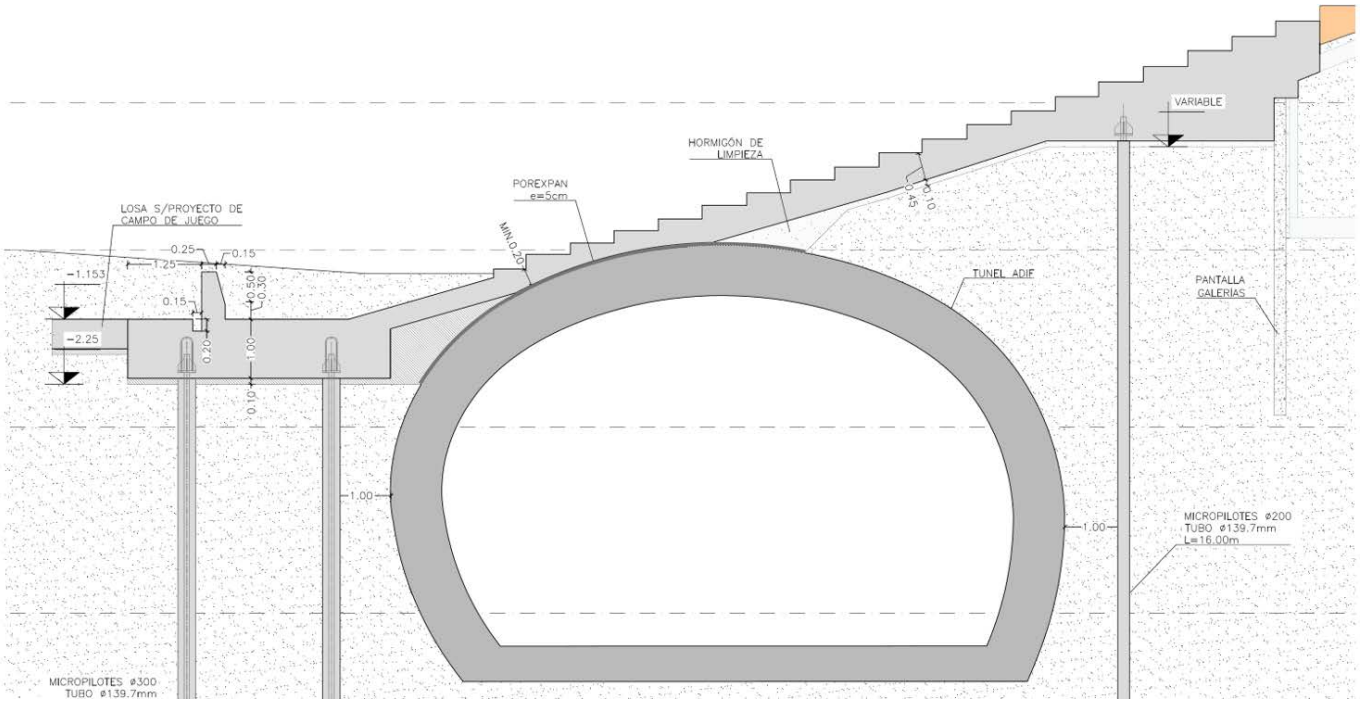


Figura 12. Sección transversal de grada estructural y túnel en el lado este (el refuerzo del propio túnel no se representa.

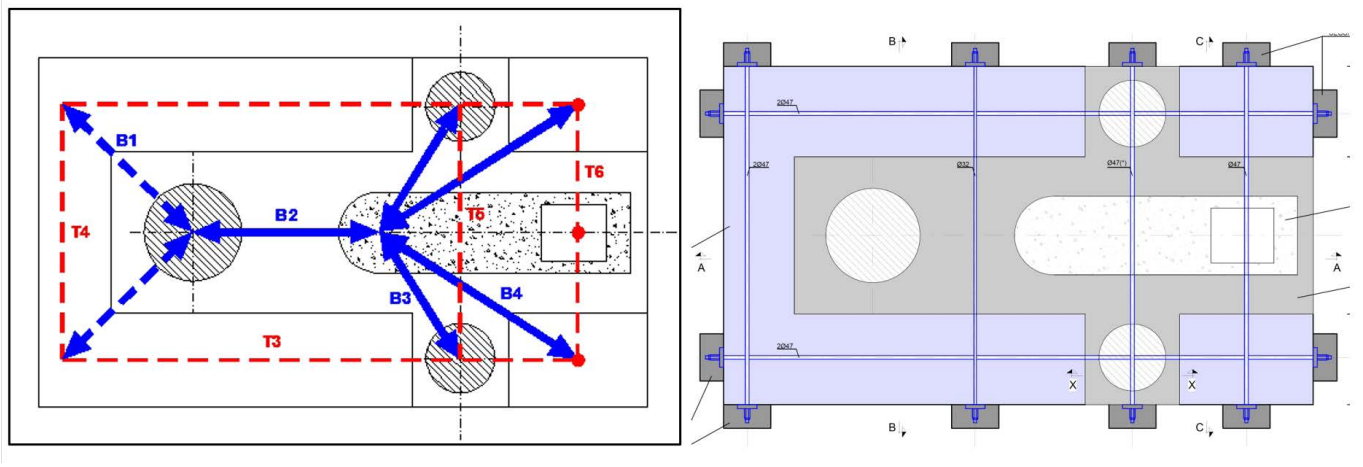


Figura 13. Planta del esquema de equilibrio del encepado reforzado (i) y ampliación y cosido con barras pretensadas del encepado.

kN por costilla. En el fuste de estos soportes se ejecutaron refuerzos similares, aunque de mayor entidad, a los de las costillas tipo (figura 5) complementados con tejidos de FRP en el tramo inclinado para reforzar tirantes internos asimilables al cortante del elemento. En estos 16 casos el análisis de esfuerzos en los encepados mostró la necesidad de refuerzo. Es de destacar que no se precisaban elementos de reacción nuevos (pilotes o micropilotes) sino un mecanismo interno eficaz para llevar los esfuerzos a los pilotes existentes. La Figura 13 muestra la planta del esquema estático. El axil excéntrico de la costilla se representa mediante una compresión en su zona exterior (remate semicircular) y una tracción cuyo centro de gravedad está en el hueco debido al pilar preexistente. Las bielas o tirantes grafiados en línea discontinua están en un plano horizontal , el resto son bielas de trazado 3D.

6. CONCLUSIÓN

La remodelación integral de una infraestructura viva como es el Estadio Santiago Bernabéu requiere conocer con exactitud las diferentes etapas vitales por las que ha transcurrido a lo largo de su historia, sus intervenciones pasadas y su operativa diaria.

Las actuaciones realizadas en la estructura existente muestran cómo es posible conservar y adaptar estructuras de más de 75 años a los nuevos requisitos de explotación mediante técnicas modernas de refuerzo y rehabilitación. Esta variedad de técnicas aplicadas a pilares, costillas y forjados han permitido garantizar la estabilidad y seguridad del estadio ante las nuevas exigencias de uso, pero, sobre todo, han debido convivir con un

estadio que ha estado operativo en todo momento, lo que ha obligado a analizar su idoneidad a lo largo de diferentes etapas constructivas. Finalmente, el proceso de independización de la grada este respecto al túnel ferroviario es un ejemplo de la innovación aplicada en contextos de complejidad estructural.

Bibliografía

[1] Sesión de crítica de Arquitectura. Ampliación del Estadio Bernabéu en Madrid. Revista nacional de Arquitectura. Nº 159. 1955. Disponible *on line* en: https://www.coam.org/media/Default%20Files/fundacion/biblioteca/revista-arquitectura-100/1946-1958/docs/revista-articulos/revista-nacional-arquitectura-1955-n159-pag33- 40.pdf.

[2] Carlos Fernández Casado. La estructura del estadio Bernabéu. Revista nacional de Arquitectura Nº 162. 1955. Disponible *on line* en https://www.coam.org/media/Default%20Files/fundacion/biblioteca/revista-arquitectura- 100/1946-1958/docs/revista-articulos/revista-nacional-arquitectura-1955-n162-pag46- 48.pdf.

[3] Estadio del Real Madrid C. de F. Chamartín de la Rosa (Madrid). Monografía publicada por Huarte y Cia. S.L. Construcciones. Madrid, 1948.

[4] Instrucción para el proyecto de obras de hormigón. Revista de obras públicas. Julio 1944.

[5] Carlos Fernández Casado. Estructuras de edificios. Ejemplos tercero y cuarto. ed. Dossat. Madrid. 1955.

[6] Alemany Indarte, L., Alemany Indarte, R. y Blanco, P.J. 1981. Remodelación del estadio Santiago Bernabéu, Madrid. Informes de la Construcción. 33, 333-334-335-336 (dic. 1981), 107–122. DOI: https://doi.org/10.3989/ic.1981.v33.i333-334-335-336.2200.

[7] Pedro Juan Blanco. Determinación en túnel aerodinámico de las cargas de viento sobre tres marquesinas. Informes de la construcción, vol. 33. 1981. https://doi.org/10.3989/ic.1981.v33.i333-334-335-336.2194.

[8] Carlos Lamela y Concha Esteban. El estadio Santiago Bernabéu y Estudio Lamela. TC Cuadernos. 2024.

[9] José María Fernández Álvarez. Ampliación del estadio Santiago Bernabéu. Equilibrio en el aire. Cauce, enero-febrero 1994.

[10] ACI.440-2R-17 Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures. 2017.

[11] Fib-90. Externally applied FRP reinforcement for concrete structures. 2019.

[12] Design approach for FRP spike anchors in FRP-strengthened RC structures, E. Rey del Castillo y otros, Composite Structures 214 (1019), 23-33. https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0263822318333762?via%3Dihub.

[13] Rodríguez Escribano, R., E. González Valle, y J. Ley Urzaiz. Refuerzos Activos De Vigas Y Forjados Mediante Perfiles Metálicos. *Hormigón y Acero*, Vol. 72, n.º 294/295, July 2021, pp. 137-50, doi:10.33586/hya.2021.3053.

[14] Arroyo Portero, J., Costaguta, A., Medina, E., & Alonso, M. (2021). Ingeniería sobre estructuras existentes: patologías, cirugías, transplantes, urgencias,… *Hormigón y Acero*, 72(294/295), 117-135. https://doi.org/10.33586/hya.2021.3054.