

ESTACIÓN DE SANTS EN BARCELONA – GRANDES DINTELES DE APEO PARA ELIMINACIÓN DE SOPORTES ENTRE VÍAS

Julio MARTÍNEZ CALZÓN

Dr. Ingeniero de Caminos

MC-2, Estudio de Ingeniería

Director

mc2@mc2.es

Luca CERIANI

Ingeniero de Caminos

MC-2, Estudio de Ingeniería

luca.ceriani@mc2.es

Resumen

La remodelación de la Estación Central de Barcelona para la llegada del Ave, requirió la modificación de los peines de vías de acceso a los andenes, lo que llevaba aparejada la supresión de ciertos soportes de la gran losa nervada postesada de 1,40 m de canto que forma la cobertura de la estación bajo las calles de la ciudad. Esta operación exigió la disposición de grandes vigas mixtas de apeo con luces de hasta 30 m, que recogían las potentes cargas transferidas por los soportes a eliminar, adoptando una solución conceptual habitualmente relacionada con la eliminación o desplazamiento de pilas en puentes existentes. La transferencia de la carga se efectuó de forma activa, mediante gatos colgados del dintel, de manera de lograr que las cargas permanentes del soporte se transfirieran al dintel sin movimiento alguno de la losa de cubierta, manteniéndose por tanto sin cambios los esfuerzos en dicha losa.

La construcción fue realizada por DRAGADOS (Miguel Martín Pardina, Ingeniero de Caminos); y la dirección de obra por INECO-TYFSA (Miguel Ferrández Infante, Ingeniero de Caminos).

Palabras Clave: losa nervada postesada, dintel, pseudo-vierendel, transferencia carga

1. INTRODUCCIÓN

La llegada de la nueva línea del AVE procedente de Madrid a la estación de Sants en Barcelona, determinó la obligación de llevar a cabo una importantísima remodelación en profundidad de la misma, no solo por la necesaria ampliación del número de andenes, sino para adaptarla a las nuevas normativas de seguridad y accesos, que conllevan la incorporación de un numeroso conjunto de escaleras de emergencia, mecánicas y ascensores; una ampliación fortísima del Hotel situado encima de la estación y, lo que resulta más importante, una transformación muy apreciable de las playas de vías de entrada y salida de la estación, para acoplar los nuevos ramales específicos del AVE a la ya de por sí compleja distribución existente.

Esta última operación implicaba la ineludible necesidad de eliminar seis de los grandes soportes existentes de la cobertura de dicha estación, constituida por una inmensa losa continua aligerada de hormigón pretensado de 1,40 m de canto y luces variables entre 15 y 20 m en estas zonas de entrada a la Estación. Esta losa presenta nervios tipo de 40 cm de espesor separados tres metros entre sus ejes, y dispuestos en dos direcciones ortogonales, con espesores de cabezas de 20 cm en la superior y 15 cm en la inferior, lo que determina casetones huecos interiores tipo de 2,60 x 2,60 m y 1,05 m de altura.

Directamente sobre esta losa, al exterior de la estación, se sitúa el tráfico urbano de la ciudad, y los gálbos inferiores resultan muy variables, entre las diferentes zonas en las que se ubicaban los soportes que debían ser eliminados, en función de las pendientes de acceso a la estación desde los troncos de vías: con valores mínimos estrictos de 0,80 m en la entrada desde Hospitalet al sur, hasta máximos de 2,00 m en la salida hacia el norte.

El apeo de los soportes a eliminar solo podía ser efectuado transfiriendo sus cargas hasta los soportes o muros de apoyo más próximos de la losa, ya que la densidad de vías en las playas de entrada, junto con la tipología de la losa — incapaz de recibir acciones puntuales o muy localizadas en puntos intermedios—, imposibilitaba cualquier introducción

de nuevos puntos verticales de apoyo próximos a los soportes a retirar, que permitieran la disposición de dinteles cortos.

Consiguientemente, el problema se centraba en transferir cargas del orden de 1300 t, mediante dinteles de luces comprendidas entre 27 y 35 m, en zonas con gálibos totales libres, inferiores a la losa antedicha, variables entre 0,80 y 2,00 m. Todos estos datos se precisan esquemáticamente para los seis soportes a eliminar en la figura 1.

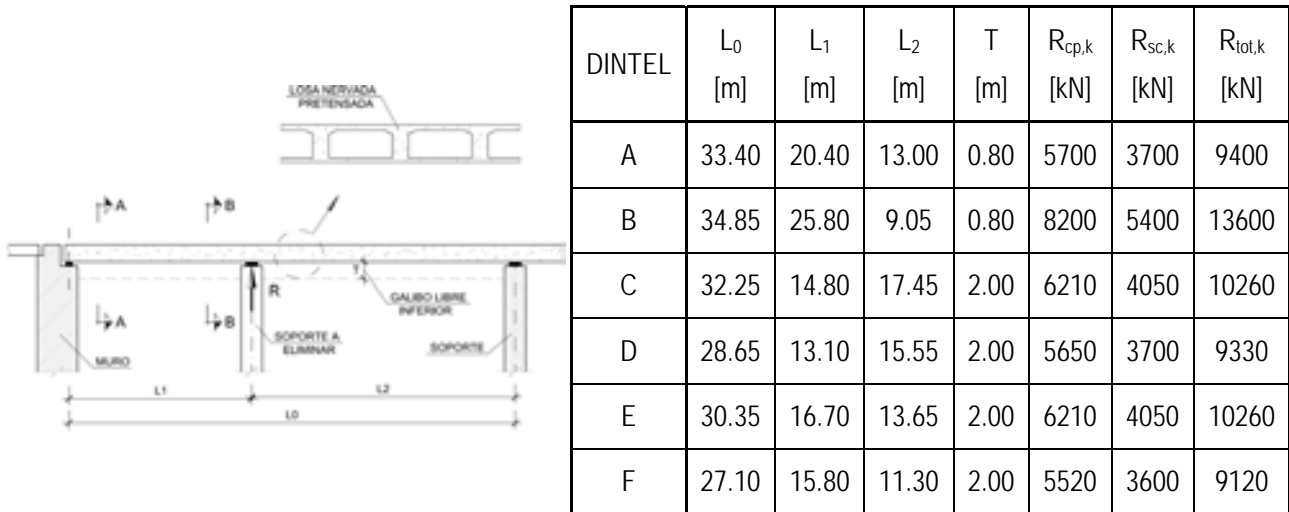


Figura 1 – Esquema de soportes a eliminar

Inmediatamente se comprende que la solución de disponer dinteles bajo la losa de la cobertura sólo se podía llevar a cabo en los cuatro dinteles C, D, E y F, en los cuales las condiciones geométricas permitían disponer sistemas con cantos totales de 1,90 m, apropiadamente ajustados a las condiciones exigidas.

Por el contrario, en los dos restantes casos A y B, las zonas libres bajo la losa eran tan solo de 80 cm, incluyendo la disposición muy especial, y solo puntualmente aceptable, de situar catenaria fija en el cruce de las vías bajo tales dinteles. Cantos absolutamente inadecuados para soluciones semejantes a las anteriores.

Asimismo, por encima de la losa, el espacio potencialmente utilizable era tan solo de 30 cm, correspondiente a la base de la plataforma de las calles, dejando adicionalmente 10 cm por encima, para dar continuidad al pavimento asfáltico de las mismas.

Con estos condicionantes de partida, la solución para los dos dinteles críticos A y B debía, ineludiblemente, transcurrir por un camino que interactuara con la losa pretensada de la cobertura; bien eliminándola, e incorporando en su espesor un sistema combinado dintel losa, con todo lo que ello implicaba de operaciones muy duras, de demoliciones, encofrados, rearmados de continuidad, etc., en relación con la funcionalidad de los tráficos: ferroviario, que no podía interrumpirse, salvo cortos periodos en las madrugadas; y urbano, muy difícil de cortar o desviar, por la gran incidencia que el resto de las obras de remodelación de la estación ya estaban produciendo. O más favorablemente, encontrando algún sistema que permitiera entrelazarse con dicha losa de cobertura de una manera etérea, para no tener apenas que actuar sobre la misma.

2. DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA

De acuerdo con todo lo anterior, los criterios de partida que se establecieron, para definir una solución en la segunda de las líneas citadas, fueron los siguientes:

- Nula interrupción práctica de los tráficos ferroviario y urbano
- Total mantenimiento operativo-resistente de la losa de cobertura
- Utilización activa de los espacios estrictos superior e inferior a dicha losa, para su vinculación a través de la misma, sin alteración de su capacidad resistente.
- Ejecución absolutamente segura y de total control del proceso de apeo y transferencia de cargas.

El concepto fundamental, que permite respetar todos estos condicionantes, fue el de incluir una pieza del tipo que podría denominarse supervierdel, consistente en disponer montantes muy rígidos en celosía en el interior de los casetones de la losa traspasando, exclusivamente, las capas de hormigón superior e inferior de los mismos, a través de

alvéolos de pequeña entidad, que no afectan prácticamente a la losa, y uniéndose rígidamente con los cordones superior —integrado en los 30 cm disponibles bajo la calzada— e inferior, prácticamente acoplado al fondo de la losa pretensada, para no sobrepasar los 80 cm máximos permitidos por encima del gálibo libre del ferrocarril.

La celosía no podía complementarse, ya que ello entrañaría la ruptura de los nervios transversales que alojan el pretensado y, por tanto, actuaciones complejas de restitución de las capacidades de estos elementos.

Dichos cordones, que debían contar con gran capacidad flexional además de la natural axil de los mismos, para salvar las zonas libres entre montantes, se constituyeron en la forma siguiente, que se expone detalladamente en la figura 2:

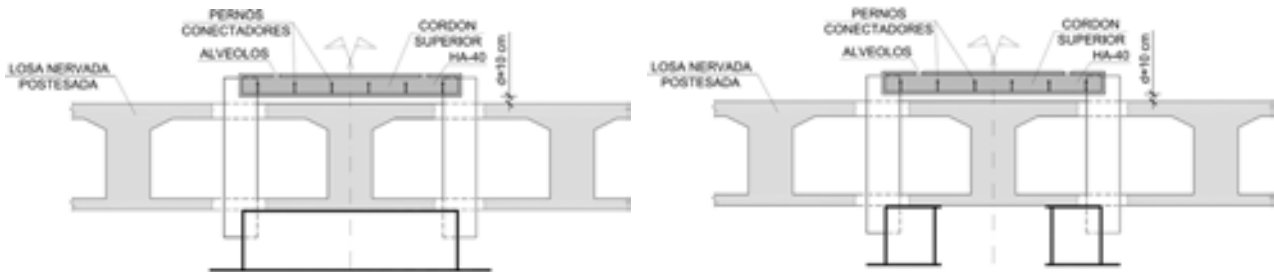


Figura 2 – Secciones transversales del dintel (ver definición de secciones en Figura 1: Sección A-A (por zona intermedia; Sección B-B (por zona próxima al apoyo a eliminar)

- El cordón superior de 30 cm de canto, es un cajón mixto de chapa, relleno de hormigón HA40, de 3 m de anchura y alvéolos practicados en su cara superior para rellenar los diferentes recintos producidos por los rigidizadores interiores longitudinales y transversales necesarios.
- El inferior de 70 cm de canto, es un cajón de chapa metálica exclusivamente e idéntica anchura total a la del superior, aunque con su chapa inferior prolongada en ambos bordes laterales 30 cm, para recibir favorablemente las uniones de los montantes y diagonales de las almas, lo que determina en dicho plano inferior un ancho total de 3,60 m.

Este cajón en la zona central del dintel en la que se sitúa el gran soporte a eliminar, se desdobra o abre en dos células, una en cada lateral de la pieza única, mediante potentes chapas en sus paredes. En un principio se planteó la posibilidad de disponer, en el interior estos dos cajones laterales, unidades de pretensado de gran potencia; pero finalmente fueron descartadas, no solo por la complejidad operativa que introducían, sino porque los condicionantes de flechas en la fase de sobrecargas de uso y limitadoras de las deformaciones acopladas de la losa de la cobertura en su centro, en esta fase funcional, requerían secciones del cordón inferior lo más masivas posibles.

El sistema de montantes Vierendel se desdobló en 2 conjuntos homólogos, dispuestos cada uno con su plano de simetría vertical coincidente con los 3 m de anchura de los cajones superior e inferior y también coincidente con los ejes de las dos franjas de casetones adyacentes longitudinales que flanqueaban el soporte a eliminar, de manera de poder disponer los alvéolos de cruce de las capas de hormigón lo más alejadas posible de los nervios y facilitar sus anchos para introducción de los montantes y diagonales metálicos que constituyen las almas del gran dintel. Esta disposición define una activa capacidad de unión de las potentes piezas de estas subcelosías que forman los montantes de la Vierendel, a los laterales de los cordones de la misma.

El siguiente punto, de la máxima importancia, consistía en lograr que la transferencia de la totalidad de la carga permanente del soporte a eliminar se efectuara sin alterar en absoluto la geometría de la losa y, por tanto, sin cambio alguno de los esfuerzos permanentes, muy dominantes, de la misma. Es decir, los movimientos del dintel durante la fase de transferencia debían quedar exteriores a la losa, y sólo al final de dicha transferencia, en el momento en que el soporte a eliminar queda descargado, el sistema losa debe quedar vinculado al sistema dintel, para actuar conjuntamente frente a las sobrecargas de uso de la cubierta de la estación: tráfico viario y peatonal.

Consiguientemente, únicamente para las sobrecargas la losa es afectada, al cambiar el carácter rígido del soporte retirado, por otro elástico del dintel en su centro. Esto da lugar a una redistribución de la envolvente de esfuerzos de la sobrecarga en la losa, comprobándose que –debido a la reducida proporción de los mismos respecto al total– esta condición era perfectamente asumible, incluso sin necesidad de llevar a cabo una colaboración mixta longitudinal losa-dintel, sino exclusivamente que ambos sistemas se mantuvieran ligados en el punto central, donde el primero de ellos apoya en el segundo.

Como circunstancias desfavorables adicionales puede mencionarse el hecho de que la geometría de las líneas de casetones en los que debían alojarse las almas, así como los puntos extremos en donde debían apoyarse dichas

almas, generaban piezas con un cierto esvíaje no desdeñable, que introducía diferencias de luces sensibles entre ambas almas; lo cual incidía por otra parte en la complejidad constructiva de todos los elementos.

Por el contrario, la presencia del potente nervio de 80 cm de anchura, sobre el punto de apoyo del soporte a eliminar favoreció las operaciones de los elementos de transferencia de la carga del soporte al dintel.

3. ESFUERZOS Y DIMENSIONAMIENTO DE LOS DOS DINTELES CRÍTICOS A Y B

En la figura 3 se indican, a partir de los valores iniciales de predimensionamiento, los esfuerzos en el sistema global y en los elementos y nudos principales que determinaron las características de cada pieza.

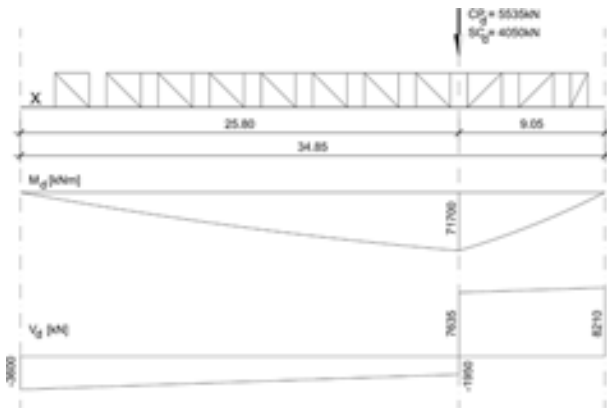


Figura 3A – Dintel B - Celosía 1 – Esfuerzos globales

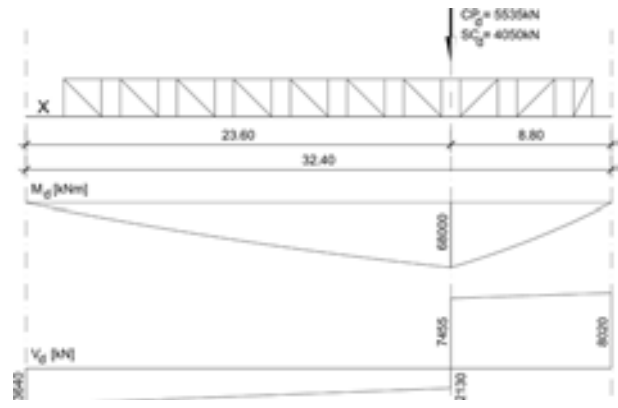


Figura 3B – Dintel B - Celosía 2 – Esfuerzos globales

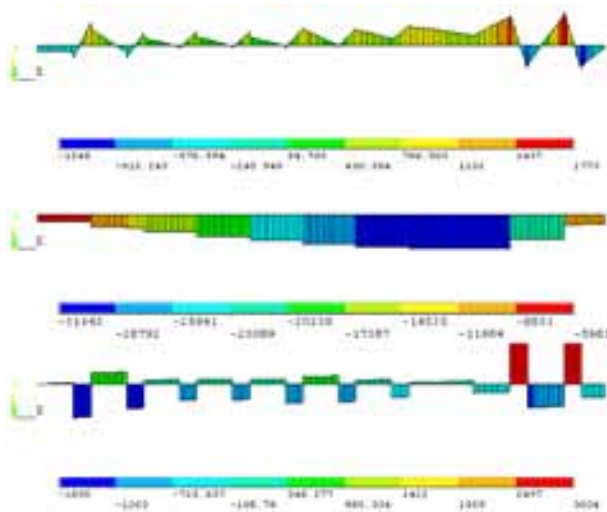


Figura 3C – Dintel B - Celosía 1 – Cordón superior – Esfuerzos bajo carga total: M_d (kNm), N_d (kN), V_d (kN)

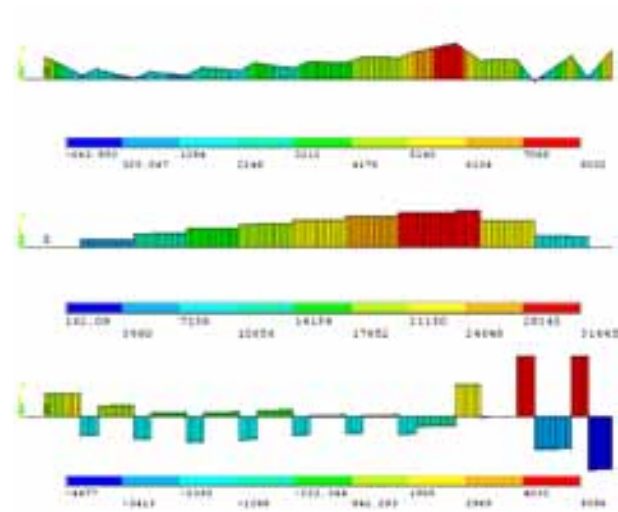


Figura 3D – Dintel B - Celosía 1 – Cordón inferior – Esfuerzos bajo carga total: M_d (kNm), N_d (kN), V_d (kN)

Las condiciones de deformabilidad del dintel, en la fase de transferencia, determinan la necesidad de adoptar apropiadas contraflechas de ejecución, tanto en el cordón superior, que deberá construirse arqueado sobre la losa de la cubierta, para que en su posición final llegue prácticamente a contactar con la misma; e igualmente en el cordón inferior, lo cual determinó la pérdida de 10 cm en el espesor utilizable de dicho cordón, aunque ello no afecta al canto total operativo máximo del dintel de apeo, que se mantiene en los 2,50 m ideales máximos.

En la figura 4 se detalla el esquema general propuesto para el bloque de transferencia. El protocolo completo de actuación para esta operación permite, de manera garantizada, suave y controlada, llevar a cabo el proceso y establecer, tras el control de elevación inicial de la losa, el final del operativo, conectando el muñón superior del soporte con el dintel metálico en forma definitiva:

- Replanteo preciso de nervios, macizados y apoyos

- Perforación de losas
- Corte de cartabón sobre el soporte a eliminar
- Colocación de ménsulas de transferencia
- Inserción de las zonas centrales del dintel
- Ensamblaje de los tramos laterales del cordón inferior metálico las de diagonales y los montantes
- Inserción de los cuatro montantes centrales
- Elevación de los dos subconjuntos laterales
- Montaje y soldeo del cordón superior metálico
- Pretensado del cordón inferior
- Hormigonado interior del cordón superior
- Transferencia de la carga permanente y soldeo de unión ménsulas-dintel
- Conexión entre losa y el cordón superior y hormigonado de "gaps"
- Retirada de los sistemas de transferencia

En esta posición, todavía con el soporte original levemente por debajo del dintel, se lleva a cabo la prueba de carga que valide todo el proceso y en la que cualquier incidencia o emergencia, restituiría prácticamente la situación de partida, sin riesgo ni daño alguno en el conjunto, permitiendo la corrección del eventual defecto y la terminación del proceso.

No se llevan a cabo explicaciones detalladas de las fases de refuerzo de los soportes y muros de apoyo extremos, para incorporar los incrementos de reacciones, basados en refuerzos convencionales mediante micropilotes y ensanchamiento de encepados, aspectos que pueden verse en los detalles y fotografías incluidos en las figuras 5 a 7.

4. PROCESO CONSTRUCTIVO DE LOS DINTELES CRÍTICOS

La clara separación geométrica entre las diferentes piezas del dintel, permiten una realización favorable de las piezas en taller, aun teniendo en cuenta las potentes dimensiones de los elementos y la complejidad de los nudos, que se subdividen en amplias intervenciones en taller y estrictas en obra. Asimismo, esta subdivisión permite ajustar el programa de trabajos a los condicionantes muy fuertes de la obra, al tener que supeditarse los tiempos de montaje a los cortos intervalos de madrugada en que no circulan trenes y no se incide prácticamente en el viario urbano.

Tras la apertura de huecos en las delgadas capas de hormigón superior e inferior de los casetones afectados y la comprobación geométrica de las posiciones y condiciones reales de la losa, se ajustaron los elementos metálicos a dicha geometría y la pieza fue enviada a obra en mitades longitudinales y separando los cordones superior e inferior, el primero de ellos incorporando, soldados en taller, las piezas verticales de los montantes que se completaban en obra con las diagonales de los mismos.

Las únicas uniones a realizar en obra fueron las correspondientes a dichos montantes, con el cordón inferior, que venían muy preparados para su mejor continuidad; así como las uniones en el centro de la luz, muy simples en el cordón superior, realizadas a cielo abierto; y más comprometidas en el inferior, aunque al tratarse de dos cajones menores separados, esto permitía trabajar muy activamente en todas las direcciones, incluso en la superior desde dentro de los casetones correspondientes.

En las figuras 8 a 11 pueden verse detalles y aspectos intermedios del proceso constructivo hasta concluir en su disposición final.

5. RESTO DE LOS DINTELES

Aunque la posibilidad de utilizar dinteles completos permitía la adopción de soluciones muy diversas, se consideró oportuno mantener la misma tipología genérica y de disposición de transferencia de cargas, aunque en estos casos sustituyendo la solución Vierendel por la lógica de celosía completa; lo cual, al eliminar las flexiones en los cordones superior e inferior, permitió utilizar platabandas en el plano inferior, de la anchura total del sistema en las zonas intermedias y desdobladas en dos más potentes en el centro de la losa, para dejar el sitio adecuado al soporte a apear. El cordón superior mantuvo su solución en cajón aun cuando con chapas mucho más ligeras.

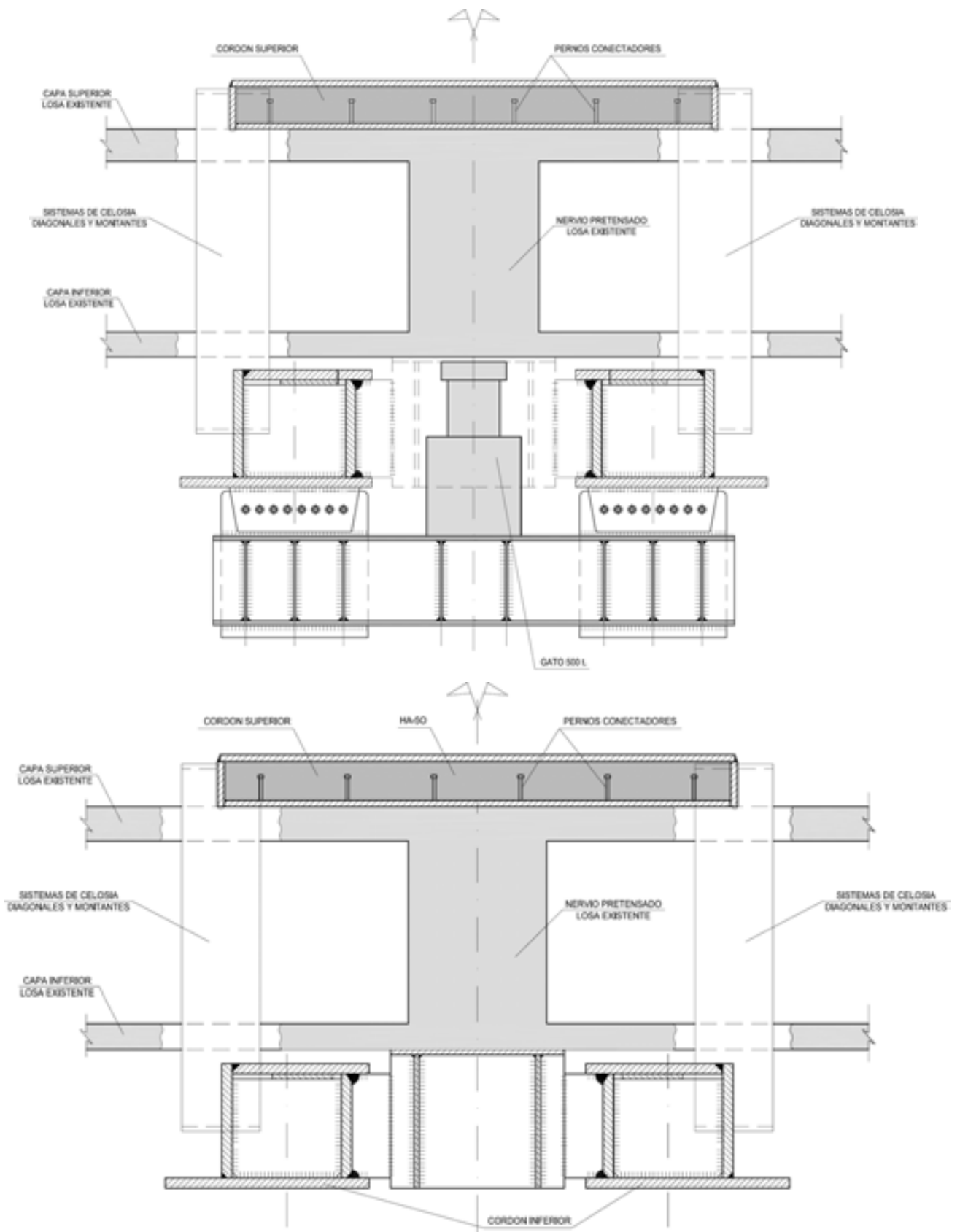
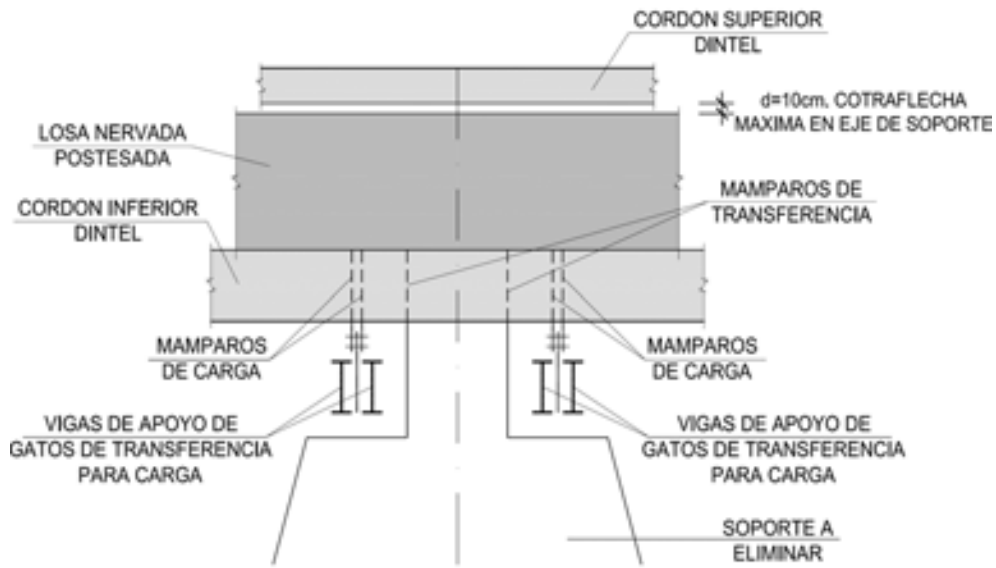
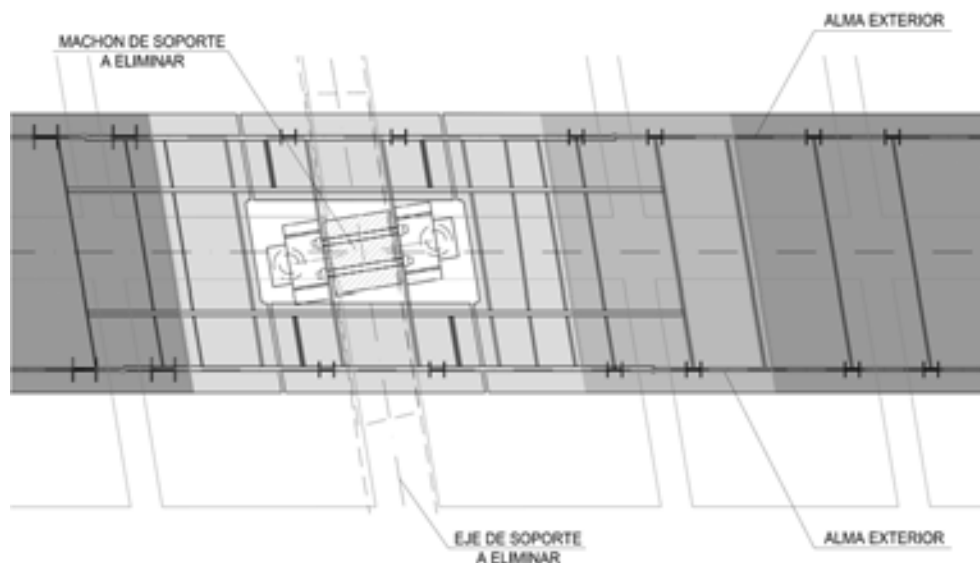


FIG. 4.2 SECCION POR MAMPAROS DE TRANSFERENCIA



Figuras 4C – Esquema general para bloque de transferencia: Vista lateral



Figuras 4D – Esquema general para bloque de transferencia: Planta del cordón inferior

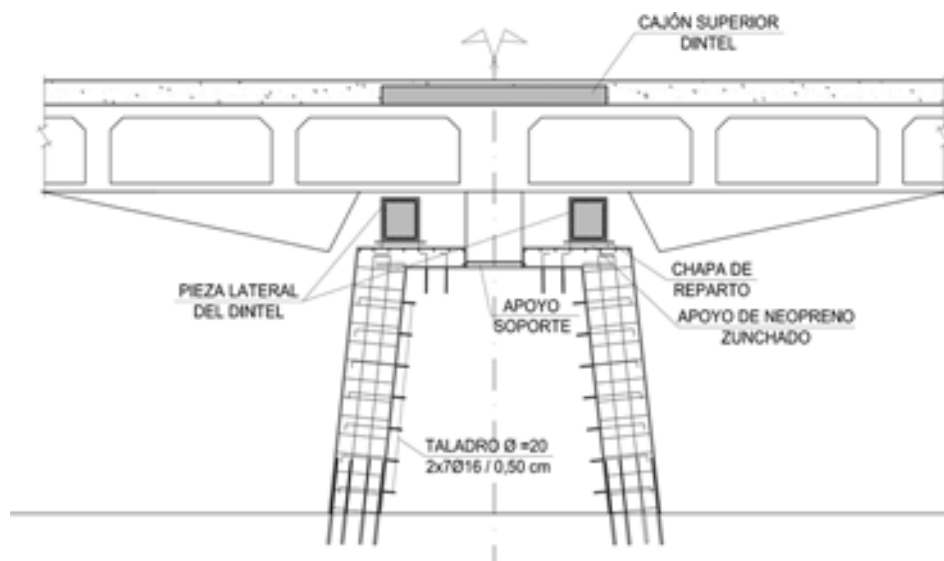


Figura 5 – Esquema de refuerzo de las pilas extremas



Figura 6 – Apoyo de dintel en la pila extrema reforzada

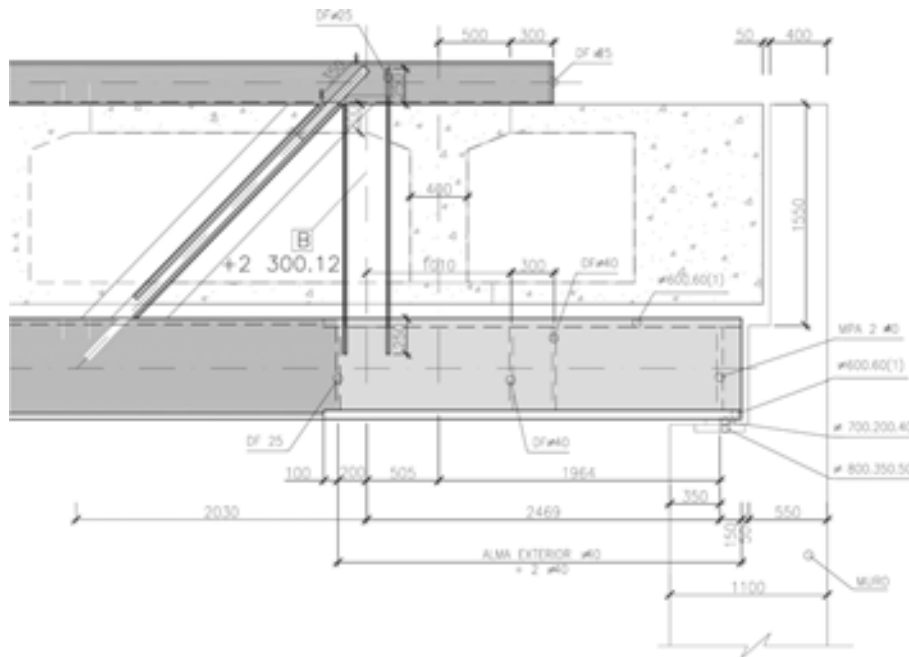


Figura 7 – Detalle de apoyo del cordón inferior del dintel en el muro extremo

No obstante debido al fuerte cortante existente en toda la pieza, provocado por la carga puntual centrada, fue necesario incorporar parcialmente en la zona de máximas flexiones disposiciones de alma llena con transiciones apropiadas en el contacto con las zonas de celosía (Figura 12). En la figura 13, se puede apreciar el conjunto de estas piezas.

6. CONCLUSIONES

Se considera que el diseño realizado dio lugar a que la intervención –en el caso de los dinteles críticos– fuera mínima sobre la gran losa de cubierta, manteniendo sin problemas el completo funcionamiento de todos los servicios; se aprovecharon al máximo los recursos existentes en cuanto a geometría y espacios de utilización, lográndose en conjunto una ejecución de gran sencillez y seguridad. En suma, una solución de gran creatividad.

Además de los firmantes de la presentación, debe expresamente señalarse la importante aportación del Álvaro Serrano Corral de MC2 en la fase de predimensionamiento y evaluación, así como la de los fabricantes metálicos (Elte, Metaldeza y Emasa.); el control de obra de IOC (Nilo Lletjos, Jacobo Cotelo y Enrico Calabrese); la aportación de

Dragados, en su Jefe de Obra Pedro Chico y su equipo de Oficina Técnica, Miguel Martín Pardina y Luís Peset y, finalmente, la total colaboración de la Dirección de Obra representada en conjunto por Miguel Ferrández.



Figura 8 – Vista del cordón superior a nivel de calle



Figura 9 – Detalle de unión de piezas diagonales y montantes a un lado y otro de un nervio de losa



Figura 10 – Vista del cordón inferior del dintel B después de la demolición del soporte apeado



Figura 11 – Detalle del corte del soporte apeado



Figura 12 – Dinteles C a F: transición celosía - alma llena



Figura 13 – Dinteles C a F: vista general

ESTACIÓN DE SANTS EN BARCELONA – REMODELACIÓN DE LA LOSA DE COBERTURA DE LOS ANDENES

Julio MARTÍNEZ CALZÓN

Dr. Ingeniero de Caminos
MC-2, Estudio de Ingeniería
Director

mc2@mc2.es

Luca CERIANI

Ingeniero de Caminos
MC-2, Estudio de Ingeniería

luca.ceriani@mc2.es

Resumen

Dentro del conjunto de las obras en la Estación de Sants de Barcelona, la remodelación de los andenes para la llegada de AVE y la ampliación del Hotel en la cubierta de la Estación requirieron una serie de intervenciones que afectaban a la losa de cubierta de los andenes y a la estructura vertical en la cual se apoya. En la cubierta, una gran losa nervada postesada, se abrieron unos huecos para permitir la creación de los nuevos núcleos de comunicación, cuya dimensión, respecto a la media de los aligeramientos, obligaba al corte de 3 ó 4 nervios postesados en cada caso. La operación se llevó a cabo ejecutando un potente marco perimetral mixto que permitía la redistribución de los esfuerzos en los nervios no afectados por el corte, en la nueva configuración geométrico-resistente de la losa. Para transferir al terreno las grandes cargas del futuro Hotel, se reforzaron las cimentaciones y los muros de apoyo de la losa de cubierta.

La construcción fue realizada por DRAGADOS (Miguel Martín Pardina, Ingeniero de Caminos); los sistemas de pretensado por RIPOLL Consulting de Ingeniería (Javier Ripoll García-Mansilla, Ingeniero de Caminos); y la dirección de obra por INECO-TYFSA (Miguel Ferrández Infante, Ingeniero de Caminos).

Palabras Clave: estructura existente, remodelación, losa nervada postesada, cables de postesado, piezas mixtas, hormigón de alta resistencia, zunchado, hormigón en masa, confinamiento.

1. INTRODUCCIÓN

El proyecto de remodelación de la Estación Central de Barcelona Sants, para su adaptación a la llegada de la línea de Alta Velocidad (AVE) proveniente de Madrid y su puesta al día con respecto a las condiciones de accesos, salidas de emergencia, aparcamientos, etc., incorporadas a la nueva normativa, consideró prioritaria la reutilización de la totalidad de su estructura original, y facilitar en su máxima medida la intermodalidad entre los distintos medios de transporte que concurren en la misma: tren, metro y autobuses.

Además, la ampliación del Hotel existente en la cubierta de la Estación condicionó fuertemente el tipo de intervenciones a realizar sobre la estructura portante inferior.

El proyecto se organizó en diversas fases, debido a su duración y a la complejidad de las actuaciones a realizar en un edificio muy singular, con estructuras de más de 30 años de antigüedad, morfología compleja y readaptaciones sucesivas, que dificultaban el conocimiento preciso estructural del conjunto del edificio y de las instalaciones contenidas en el mismo; y sobre todo, con la necesidad de mantener el total funcionamiento en servicio de la Estación en todo momento.

En el conjunto de tales interacciones, jugó un papel de particular relevancia la remodelación de la losa de cubierta de andenes y la ampliación del número de estos, así como el refuerzo de las estructuras verticales sobre las cuales se apoya; que son los aspectos de los cuales trata la actual presentación.

2. REMODELACIÓN DE LA LOSA DE CUBIERTA DE LOS ANDENES

La cubierta de los andenes está constituida por una potente losa nervada aligerada continua de gran extensión, subdividida en grandes témpanos mediante mediante juntas de dilatación a media madera, con luces de 25 x 25 m y canto de 1,40 m, pretensada en ambas direcciones a través de unidades potentes de postesado constituidas por múltiples alambres paralelos $\phi 7$; y poco armada pasivamente, con lo que ello comporta de incidencias relativas a la ductilidad y conocimiento real de los estados tensionales del sistema.

Esta losa había de ser traspasada por la creación de grandes y numerosos huecos, necesarios para incorporar nuevas escaleras mecánicas y accesos de emergencia, así como ascensores y comunicación entre andenes; para adecuarse, como ha quedado dicho, a las actuales ordenanzas de seguridad.

Teniendo en cuenta que la media de los aligeramientos internos de la losa, de dimensiones variables en función de las luces, esvajes y zonas, resulta ser 2,40 x 2,40 m, cada nuevo hueco obligaba a cortar: en una de las direcciones, del orden de 3 ó 4 de los nervios postesados, y al menos otro nervio en la dirección ortogonal. Asimismo, estos huecos se situaban en posiciones muy diversas, tanto en centros de vanos de la losa, como en zonas muy próximas a los grandes soportes (Fig. 1). La información disponible sobre la geometría y la armadura de la losa estaba recogida en planos poco detallados –especialmente en lo relativo al posicionamiento, trazado y número de los tendones de pretensado– y con numerosas incongruencias detectadas respecto a la geometría y condiciones de los nervios de la estructura real existente.

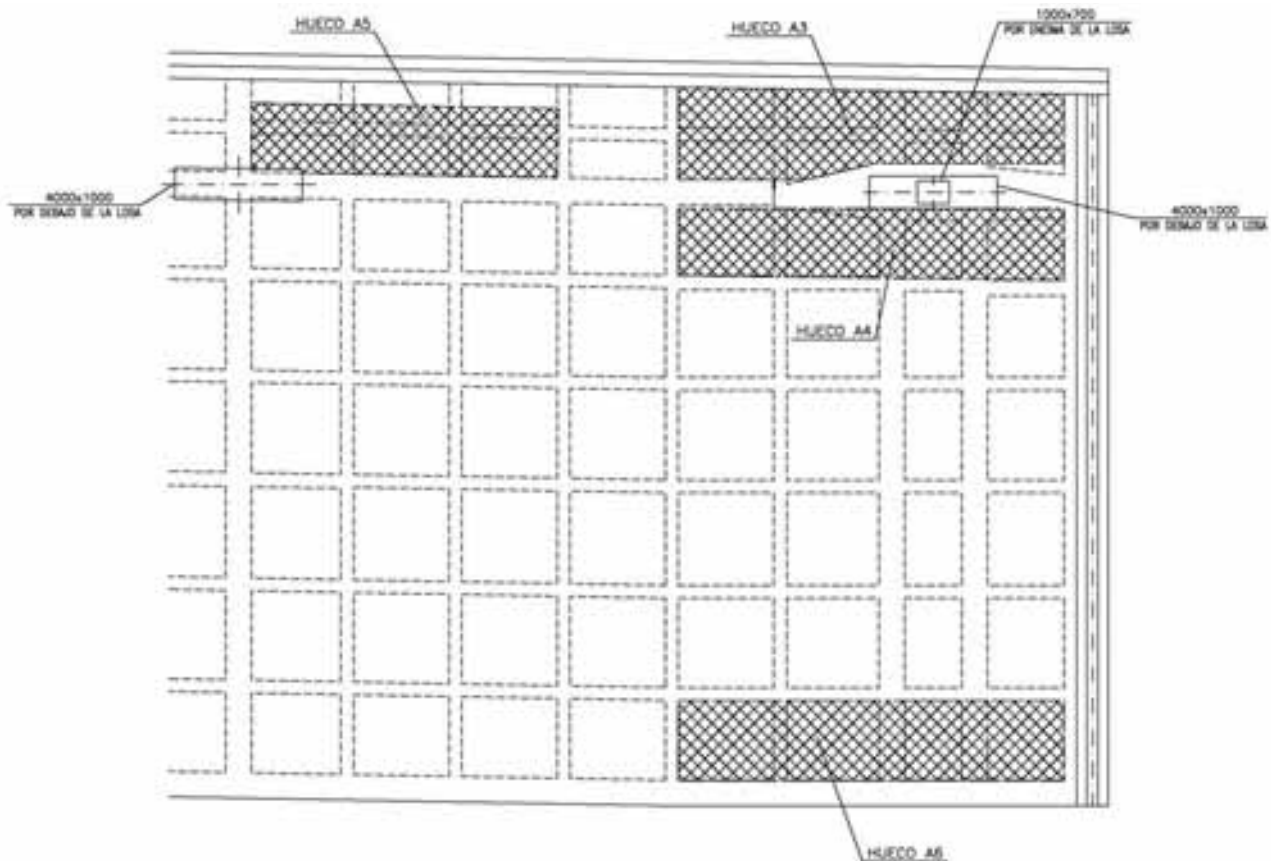


Figura 1 – Ejemplo tipo de disposición de casetones y huecos en la losa (planta)

Todo ello conllevó la necesidad de llevar a cabo un replanteo preciso de la geometría real de los nervios postesados para, en función de esta última, optimizar consecuentemente la posición de los huecos.

Asimismo, y de la máxima importancia en el diseño, resultaba el hecho de que, al no conocerse con precisión la capacidad interna de las secciones y piezas, por la imprecisiones de sus elementos en geometría y armaduras activas y pasivas, debió adoptarse la condición de efectuar un doble cálculo de las estructuras: uno, con la situación real; y otro, con la situación remodelada y con los condicionantes que luego se describirán, de manera que en todos aquellos casos en los que el sistema no afectado por la remodelación recibiera esfuerzos superiores a los de la situación inicial existente, debía ser reforzado, aunque en la realidad su armado real hubiera sido capaz de resistir los mayores esfuerzos producidos por los cambios. De esta manera, se evitaba todo tipo de incertidumbres en las piezas de la estructura real que, hasta la fecha, se habían comportado con total corrección.

Para reforzar los sistemas resistentes de los nervios postesados que las actuaciones a realizar lo requirieran, se descartó la idea de utilizar cables activos exteriores debido, precisamente, a la necesidad de conocer con precisión el nivel de tensiones en las secciones de los mismos y las pérdidas diferidas realmente presentadas en las zonas en las que habían de realizarse los cortes de cables y las zonas de afectación de estos cortes, de manera de evitar que se produjeran, por el nuevo tesado exterior, posibles tensiones muy superiores a las existentes. Asimismo, la solución con cables exteriores implicaba también apreciables problemas de protección ignífuga y de presencia poco estética de estos elementos y de sus zonas de inserción.

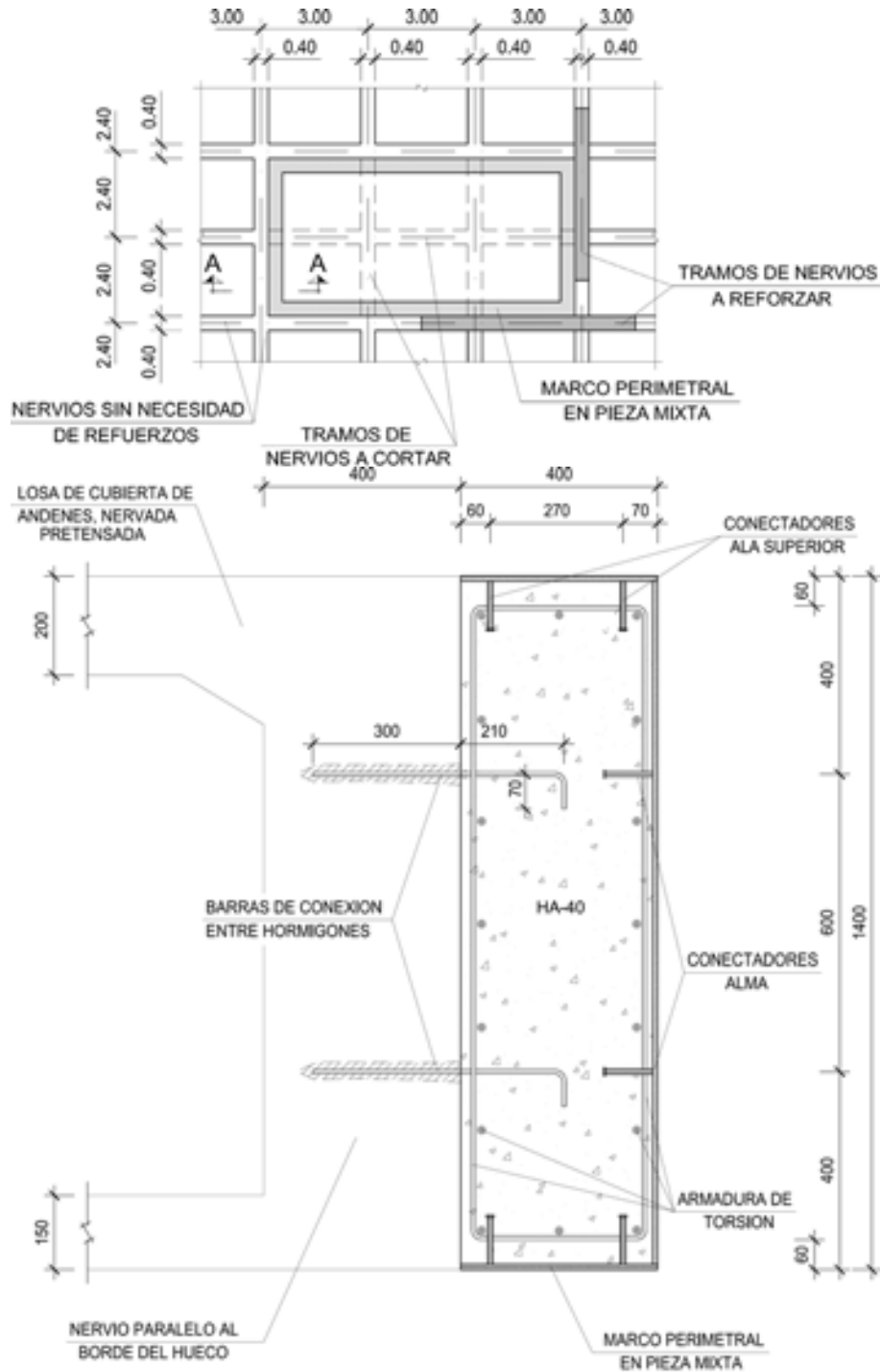


Figura 2 – Marco perimetral mixto (planta y sección tipo)

Por consiguiente, el concepto seguido para mantener, en todo momento, la práctica continuidad de los esfuerzos existentes en la losa, consistió en ejecutar en cada hueco a realizar, incrementando apropiadamente el estricto valor

funcional necesario para el mismo, un potente marco perimetral interior, realizado en estructura mixta, que se situaba en todos los casos adyacente a las caras interiores de los primeros nervios no cortados (Fig. 2).

Estos marcos se constituían por un fuerte nervio mixto de borde, formado por una pieza metálica en \square , rellena de hormigón a través de alveolos dejados en su platabanda superior; perfectamente armado y conectado a la losa.

Dichos marcos se dimensionaron para ser capaces de reproducir –mediante las oportunas flexiones, torsiones y cortantes– la continuidad total de los esfuerzos de la losa de cobertura de andenes. Además, los marcos permitían situar en su interior los anclajes de pretensar de los tendones cortados, los cuales se reanclaban en las caras externas de los nervios de hormigón adyacentes a los marcos.



Figura 3 – Detalle de nuevos anclajes de cables de postesado

Para lograr mantener en los dos extremos de un tendón cortado las condiciones en las que cada parte del tendón se encontraba inicialmente, antes del corte, se adoptó un sistema especial de anclaje y control creado específicamente por la empresa Ripoll Consulting Ingeniería para estas funciones (Fig. 3), y para los tipos de unidades que la losa incluía: tendones con un número elevado de alambre $\phi 7$ (desde 34 a 67).

Al principio la solución general fue prevista para evitar totalmente la incorporación de nuevos puntos de apoyo definitivo de la losa pero, finalmente, debido a que, desde las perspectivas arquitectónica y funcional, algunos de los necesarios apoyos provisionales que se disponían alrededor de los huecos durante el corte y tratamiento de los mismos hasta su disposición final, podían ser dejados, se optó por mantener aquellos pocos que no influían en la funcionalidad de uso, lo cual permitió la reducción de los esfuerzos y los consecuentes ahorros de coste y tiempos de ejecución del conjunto.

Además de tales marcos, la solución era completada con el refuerzo de todos los nervios próximos afectados por el cambio de configuración cuando –como ha quedado dicho previamente– sus esfuerzos superaban los valores resultantes del análisis de la estructura original, de manera de resistir las diferencias observadas.

Los refuerzos de flexión se realizaron mediante bandas de chapa dispuestas en las caras superiores e inferiores de los nervios y conectadas a los mismos mediante barras a posteriori insertadas en perforaciones verticales rellenas con epoxi. Estos redondos venían de taller unidos a discos o pequeños cuadrados de chapa, los cuales a su vez se soldaban posteriormente en obra a los refuerzos de flexión. De esta manera el calor del soldeo apenas afecta a l relleno de epoxi, manteniendo este todas sus propiedades (Fig. 4).

Asimismo, entre las chapas y las caras de los nervios se aplicaban morteros sin retracción para regulación y garantía de buen contacto que favorezca la acción del refuerzo.

Los refuerzos de cortante se efectuaron mediante barras de la altura del canto total del nervio, insertadas en perforaciones previamente efectuadas y rellenas con mortero. Estas barras se fijaron a las chapas de refuerzo a flexión cuando estas existían, mediante tuercas firmemente apretadas; o bien a pequeños cuadrados de chapa de reparto, cuando no existían refuerzos de flexión. En la figura 5 pueden verse disposiciones de estos refuerzos.

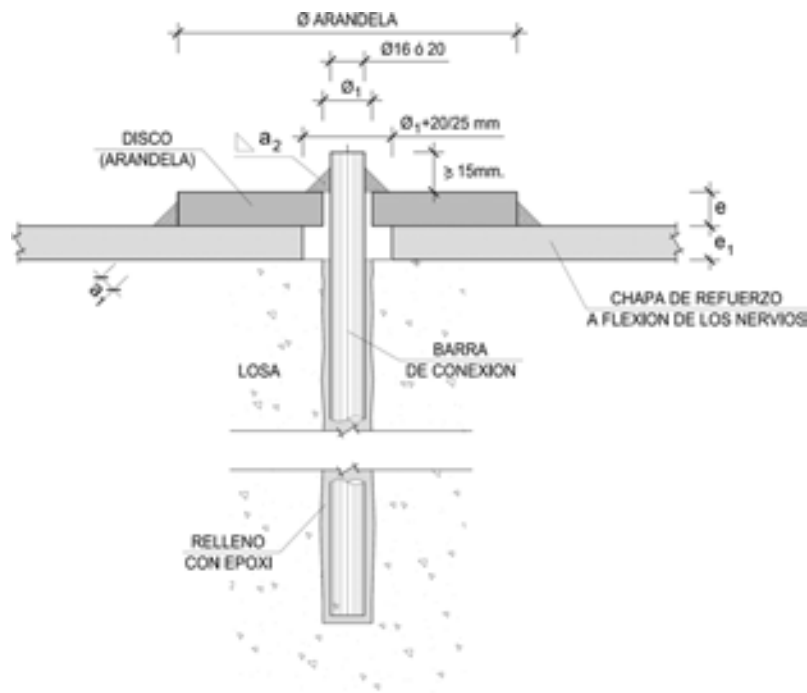


Figura 4 – Detalle de conexión de chapa de refuerzo a flexión de la losa



Figura 5 – Disposición de refuerzos a flexión y de cortante de los nervios

Todos los sistemas de refuerzo necesarios en los nervios se llevaban a cabo con anterioridad a la realización del corte de los huecos, con el fin de que no se diera en ningún momento una situación desfavorable. Asimismo, al final, todos los refuerzos metálicos se protegen frente al fuego. En la figura 6 se ofrece una vista de la fase de demolición de nervios y corte de los tendones de pretensar. En la misma puede verse ya realizado el refuerzo superior necesario en el nervio de borde.

El estudio analítico se efectuó mediante un modelo 2D ANSYS que reflejaba las diversas situaciones evolutivas de la estructura:

- 1 Situación inicial original
- 2 Disposición de apeos en nervios alrededor de los huecos

- 3 Refuerzos de flexión y cortante en los nervios requeridos
- 4 Corte de capas de hormigón superiores e inferiores
- 5 Corte de nervios y retesado de tendones a un lado y otro del hueco
- 6 Inclusión del marco mixto de borde y hormigonado del mixto
- 7 Eliminación de apeos provisionales, dejando los definitivos
- 8 Control de diferencias de esfuerzos entre fases 1 y 7



Figura 6 – Fase de corte de cables de postesado

3. INTERVENCIONES SOBRE LA ESTRUCTURA VERTICAL PORTANTE

Debido a las remodelaciones de la cubierta: cambios de posiciones de soportes, huecos y, sobre todo, por la ampliación del Hotel por encima de la cubierta de la Estación, se hizo necesario realizar una serie de intervenciones de refuerzo de las cimentaciones y estructuras verticales existentes.

Fundamentalmente, estas intervenciones se efectuaron en la zona de un gran muro que limitaba la zona de andenes. Este muro M-7, de 2 m de espesor en hormigón en masa HM-15, con una ligerísima armadura en las caras debía, además, ser perforado con grandes huecos, para llevar a cabo la conexión con los nuevos andenes adicionales puestos en juego al exterior de dicho muro.

Así pues, las actuaciones sobre este muro fueron dobles:

3.1 Aplicación de cargas en coronación provocadas por nuevos soportes del Hotel

A causa de la tipología de la ampliación del Hotel y su disposición respecto a la estación, los soportes previstos provocan cargas semipuntuales de 10.000 t mayoradas, que se aplicarán en la coronación del antedicho muro M7, donde asimismo se apoya: por un lado la losa de cobertura de la estación y por el otro, al final de la obra, la futura cubierta de los nuevos andenes y aparcamientos.

Para lograr hacer frente a estos fuertes condicionantes, se llevó a cabo la demolición parcial de la zona superior no necesaria para la recepción de las cargas de la losa de cobertura de los andenes y en una altura apropiada para conseguir la transferencia uniforme de las cargas al hormigón de baja resistencia del muro (Fig. 7).

Dicha zona superior se sustituyó por hormigón HA-50, oportunamente zunchado mediante cercos cerrados sobre barras verticales, en la zona de introducción de las grandes cargas puntuales. Este confinamiento, constituido por cercos $\phi 16$ a

10 cm y barras verticales $\phi 20$, separadas 20 cm (incrementa un 50% la capacidad resistente del material), que se disponen en todo el canto del hormigón nuevo, hasta el contacto con el hormigón existente HM-15.

Las acciones totales repartidas sobre este hormigón de baja capacidad, determinan tensiones superiores a las que dicho hormigón puede aceptar, siendo necesario, análogamente a lo anterior, la aplicación de un confinamiento transversal especial realizado mediante barras de pretensar insertadas en perforaciones del muro y ancladas a ambas caras del hormigón, a través de chapas de reparto.

Aplicando barras $\phi 26,5$ (A 95/105) a través del alveolos $\phi 30$ y tesadas a 38 t ($\approx 65\%$ de la carga de rotura), se consigue un incremento de capacidad del hormigón HM-15, capaz de hacer frente a las acciones de carácter variablemente repartido presentes en la coronación de este hormigón (Figura 8).

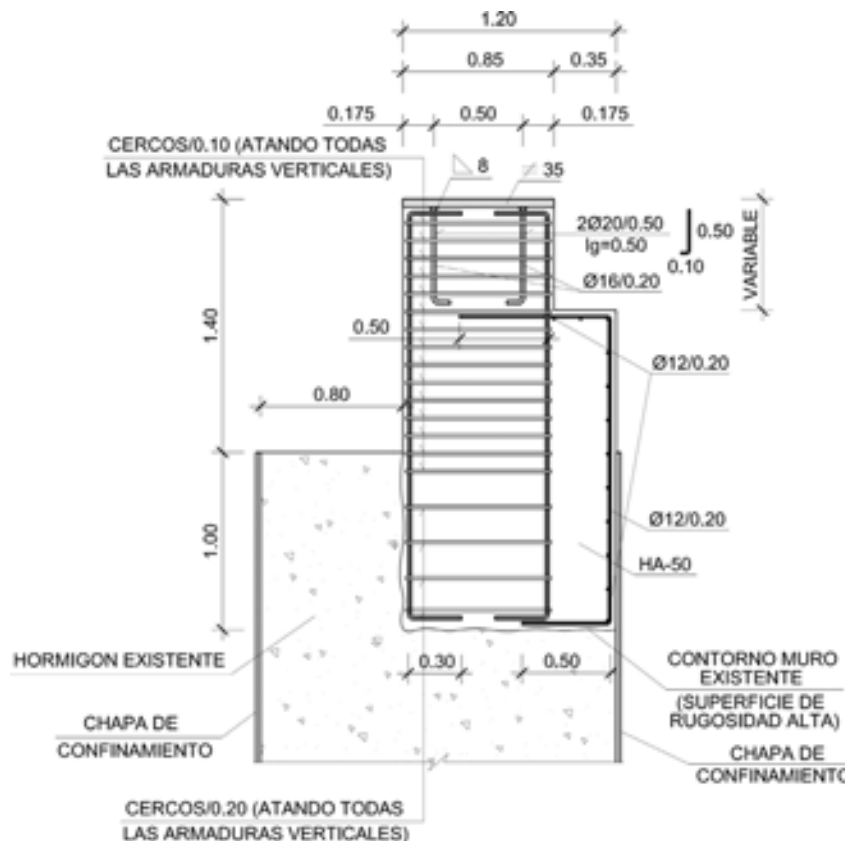


Figura 7 – Zona de zunchado a realizar en el muro existente

El análisis de estas zonas se efectuó con diversos módulos transversales del hormigón G para garantizar la apropiada respuesta del sistema en función de la posible fisuración que pudiera producirse a pesar de estar el hormigón confinado.

3.2 Huecos de paso en el Muro de andenes M-7

Con el fin de no demoler esta pieza de casi 150 m de longitud, en cuya coronación apoya en uno de sus bordes la losa de cobertura, con todo lo que ello suponía en la realización de nuevos soportes y dinteles de recepción de la gran cobertura, se estimó posible la realización de grandes huecos que adecuadamente tratados, permitieran aceptar la totalidad de las condiciones requeridas, sin necesidad de la demolición del gran muro. Efectivamente ello resultaba posible y fue la solución adoptada.

Esta solución implicaba el refuerzo de la cimentación corrida existente, con otra adicional que recibiera las reacciones semilocalizadas de las zonas entre huecos y, especialmente, en los casos en que sobre las mismas habían de actuar las grandes cargas provocadas por los nuevos soportes de la futura ampliación del Hotel.

Estos refuerzos se llevaron a cabo mediante expansiones laterales de la cimentación existente (Figura 9) que, además, se recrecen hasta la cota del andén para aprovechar al máximo la geometría existente.



Figura 8 – Zunchado del muro M7 en ejecución

Bajo estas ampliaciones se sitúan los micropilotes necesarios en cada caso para recibir los incrementos provocados por las nuevas cargas que, ligeramente excéntricas, determinan números diferentes a un lado y otro. Los micropilotes utilizados tienen una capacidad admisible de 95 t.

La conexión lateral del hormigón de estas expansiones laterales con el de la cimentación existente se efectúa en dos formas:

- Mediante barras $\phi 20$ ancladas a posteriori con epoxi en los laterales de dicha cimentación y también del muro, en la zona de este que queda por debajo de la futura cota de los nuevos andenes (Figura 10).
- Mediante pretensado transversal inferior, atravesando el muro mediante perforaciones previas en el mismo, y anclado en los bordes laterales de las nuevas expansiones de la cimentación, favoreciendo la conexión entre los dos hormigones y la transferencia de las cargas del muro hacia los micropilotes.

Los bordes de los grandes huecos de paso efectuados en el muro M-7 (Figura 11), son de dos tipos con dimensiones diferentes, se realizaron mediante cortes limpios con hilo de diamante, y se remataron, en todo su contorno en alzado, mediante un nervio mixto de hormigón y acero estructural, adecuadamente cosido con barras a posteriori al hormigón en masa del citado muro (Figura 8).

El sistema fue monitorizado mediante bandas extensométricas largas en el contorno y arranques del corte de los huecos, para ir controlando las deformaciones y/o la eventual fisuración de dicho contorno. No se apreciaron efectos de importancia en las fases de cortes abiertos y el zunchado proporcionado por el nervio de borde antedicho, posteriormente colocado, está preparado para recoger esfuerzos apreciables, muy superiores a los que idealmente el cálculo realizado determina.

El control del muro, con todos los huecos y características de sus elementos y en interacción con la cimentación existente y las nuevas cimentaciones expandidas, apoyadas sobre un lecho elástico con un coeficiente de balasto $k = 21.000 \text{ kN/m}^3$, obtenido a través de los ensayos geotécnicos efectuados, se llevó a cabo mediante un análisis 2D ANSYS, que permitió deducir todos los sistemas de refuerzo y confinamiento citados (Figura 12).

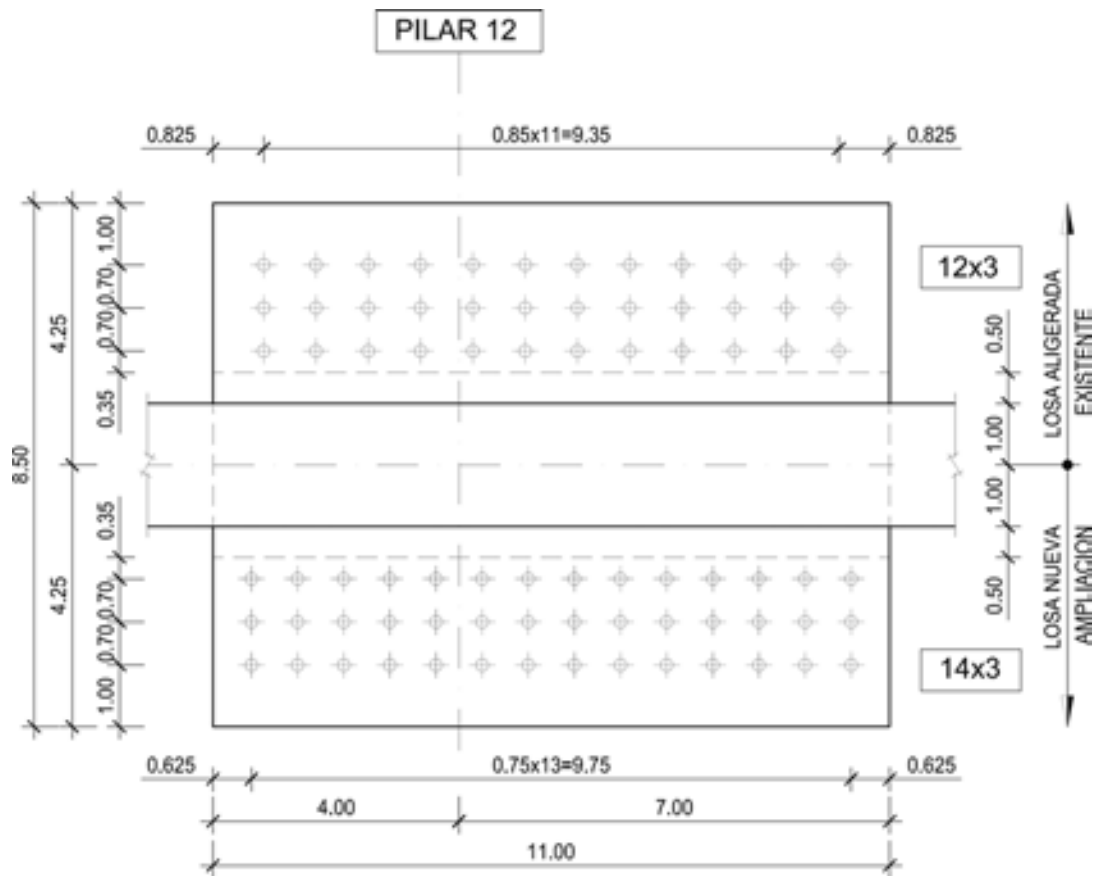


Figura 9 – Esquema en planta con la ampliación de la cimentación existente



Figura 10 – Ampliación de la cimentación existente

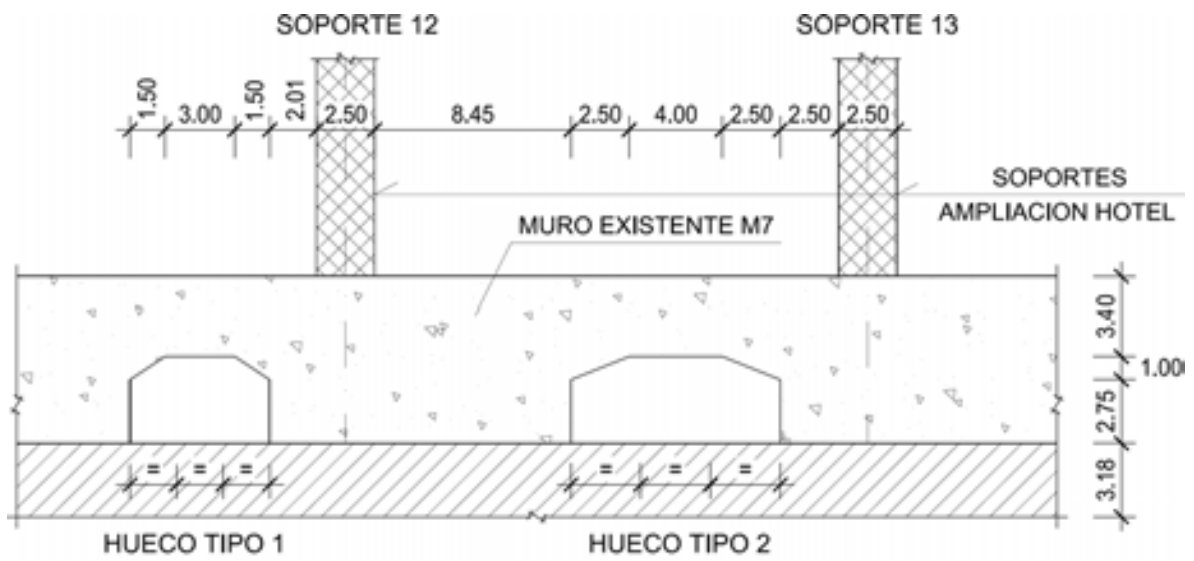


Figura 11 – Geometría de los dos tipos de hueco a realizar en el muro

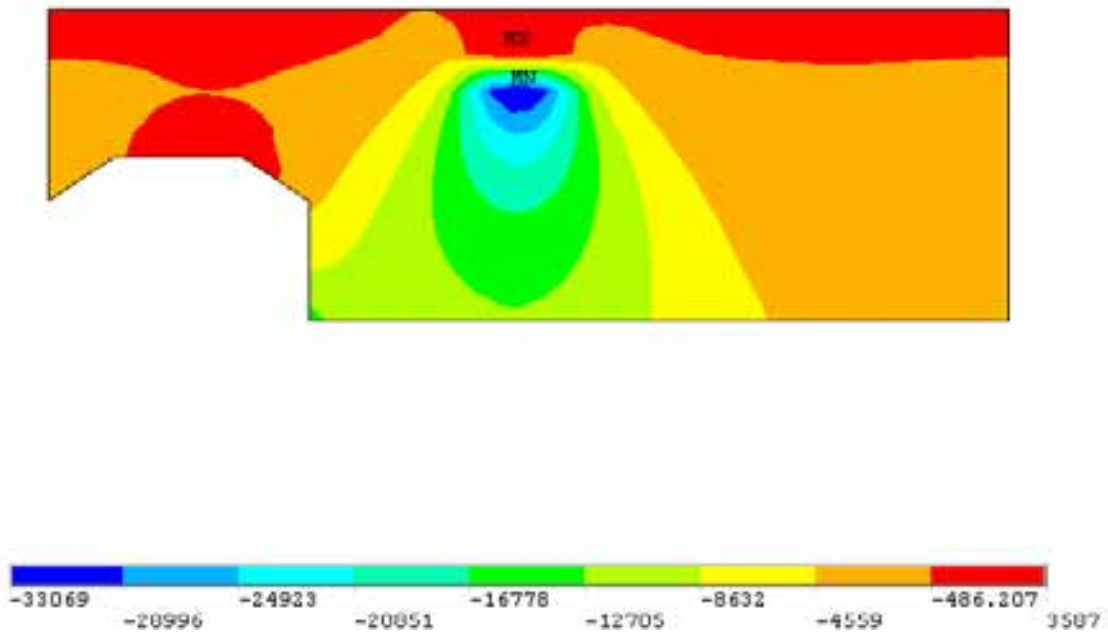


Figura 12 – Resultados de análisis de elementos finitos - Difusión de esfuerzos (esfuerzos de compresión verticales, kN)

¿APROVECHAR O NO APROVECHAR ESTRUCTURAS EXISTENTES?

REMODELACIÓN DE LA ESTACIÓN DE SANTS

David SANZ CID

Ingeniero de CCyP

CESMA Ingenieros
Madrid

cesma@cesmaing.com

Jacobo COTELO FERREIRO

Ingeniero de CCyP

I84 Oficina Consultora
Barcelona

Jacobo.i84@ciccp.es

Peter TANNER

Ing. ETHZ/SIA; Ingeniero CCyP

CESMA Ingenieros
Madrid

cesma@cesmaing.com

Resumen

Dentro de las infraestructuras necesarias para la llegada de la alta velocidad ferroviaria (AVE) a la ciudad de Barcelona, se incluye la remodelación de la estación de Sants, donde ha sido necesario, entre otras actuaciones, acondicionar la antigua losa de vestíbulo para dar cabida a nuevos elementos de comunicación vestíbulo - andén, exigiendo para este propósito la ejecución de grandes huecos.

La tipología de esta estructura, losa de hormigón aligerada y pretensada en ambos sentidos, implica, para la ejecución de estos huecos, un complejo proceso, tanto de cálculo como de ejecución, para asegurar el correcto comportamiento y seguridad estructural durante todas las fases de construcción, así como durante su posterior explotación.

Palabras Clave: rehabilitación, grandes huecos, refuerzo, conexión, retesado, no lineal, coste económico.

1. Introducción

Las acciones previstas para la remodelación de la estación de Sants, cuya función es dar servicio al nuevo acceso ferroviario de alta velocidad (AVE) a la ciudad de Barcelona, incluían el aprovechamiento de la losa de vestíbulo existente. Para ello se debían establecer nuevas vías de comunicación vertical vestíbulo-andenes mediante escaleras y rampas mecánicas, ascensores y escaleras convencionales, exigibles para el correcto tránsito de pasajeros, y adaptadas a la vigente normativa de accesibilidad.

La remodelación requería la ejecución de grandes huecos en la losa existente, de hasta 100 m², haciendo necesario un complejo sistema de refuerzo, respaldado por un proceso de cálculo que considerara con exactitud los cambios de rigidez en la estructura.

La ejecución de los refuerzos debía ser especialmente cuidadosa, con un control intenso para asegurar tanto la capacidad resistente como la funcionalidad de la estructura.

La losa tiene un canto total de 1.40 m, con aligeramientos en forma de casetones rectangulares de tamaño variable y dispone de armadura activa postensada en ambos sentidos, conectándose los distintos módulos entre sí, con apoyos a media madera que materializan las juntas de dilatación.

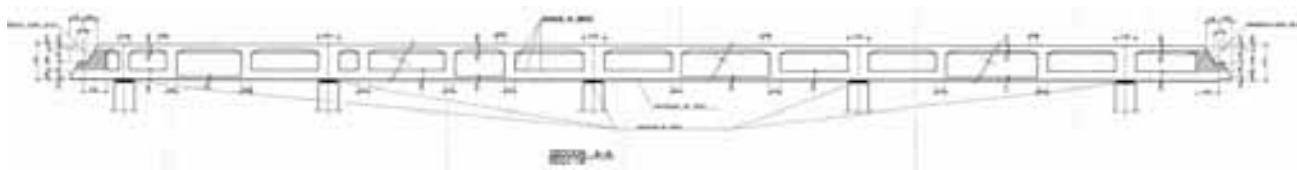


Fig. 1 Sección tipo de la losa tomada de los planos del proyecto "as built"

Los pilares forman una cuadrícula irregular de hasta 22 x 18 m, existiendo distintas configuraciones de apoyo sobre los mismos, pilares pasantes por huecos en la losa, apoyo sobre neoprenos y pilares empotrados en la losa.

2. Tipología de los refuerzos

Para definir los refuerzos necesarios en la losa no sólo hay que considerar el aporte de resistencia de los mismos, si no que es necesario compatibilizar su disposición, colocación y puesta en carga, con unas fases de ejecución en las que se mezclan gran diversidad de trabajos especializados (demoliciones de precisión, soldaduras, rellenos con "grout", armadura pasiva, encofrados,...).

Debido a las grandes dimensiones de los huecos y su disposición, normalmente junto a grandes pilares produciendo un corte en el flujo de transmisión de cargas hacia los apoyos de la losa, es necesario disponer pilares metálicos adicionales alrededor de los huecos. Estos pilares están formados por la unión de dos UPN 300 y cimentados con micropilotes de 180 mm de diámetro con armadura TM-80 de 114x9 mm y barra interior de acero corrugado y 40 mm de diámetro.

Los nervios existentes de la losa se refuerzan a flexión mediante chapas de acero estructural y con barras corrugadas pasantes para complementar la resistencia cortante, siendo el punto más delicado para la correcta ejecución de la conexión refuerzo-estructura existente, el relleno con "grout" de estos taladros pasantes, puesto que, además de cómo refuerzo a cortante, estas barras han de materializar la conexión entre el acero de nueva ejecución y el hormigón existente sirviendo como elemento transmisor del esfuerzo rasante.

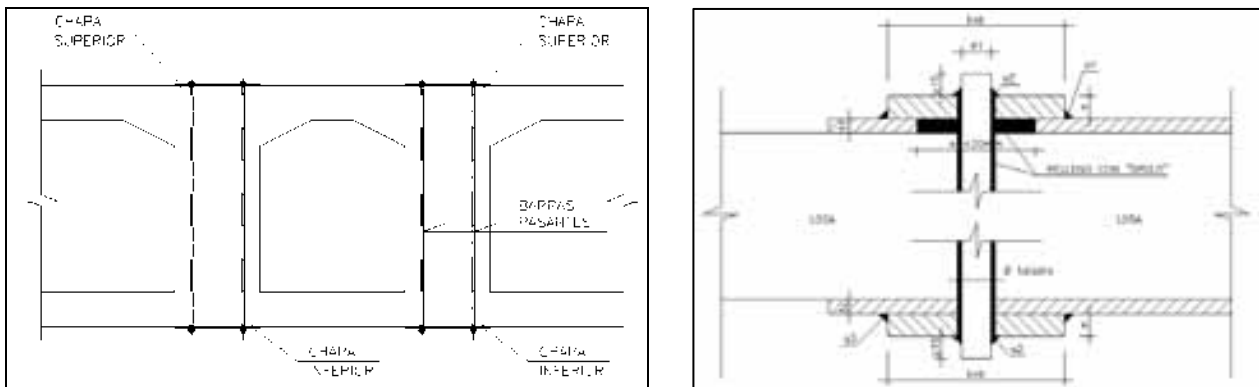


Fig. 2 Esquema del refuerzo y detalle de conexión

Una vez ejecutados los refuerzos y dispuestos los pilares auxiliares se procede a la demolición del hueco y al corte del los tendones de pretensado existentes para, finalmente, a pesar de tratarse de tendones adherentes y como medida de seguridad, retesar los tendones disponiendo nuevos anclajes.

El refuerzo de cada hueco se remata ejecutando un nervio mixto (acero-hormigón) interior al hueco, para recoger las torsiones producidas en los bordes de huecos y que sirve de apoyo a las escaleras, rampas y ascensores.

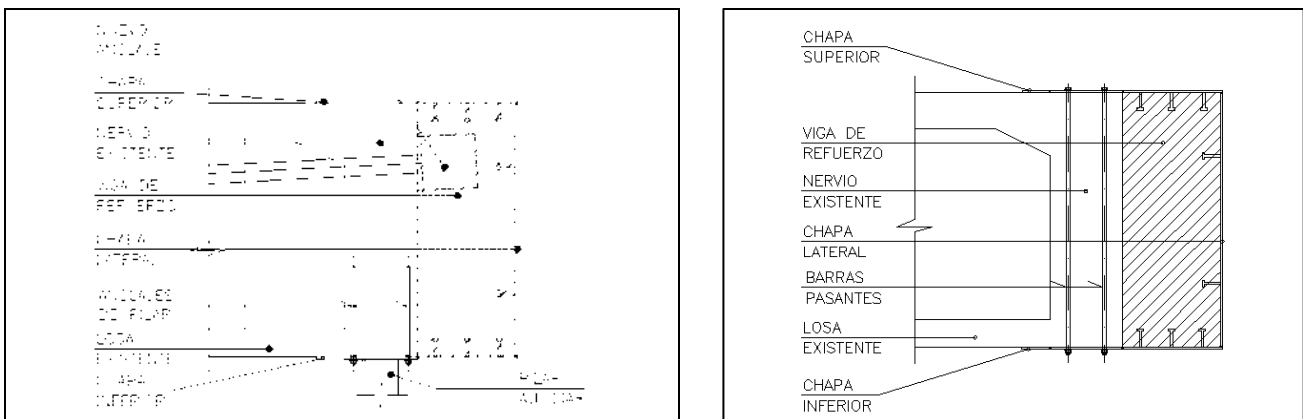


Fig. 3 Esquema del anclaje de retesado y nervios interior

3. Dimensionamiento del refuerzo

3.1 Metodología de cálculo

El dimensionado de los refuerzos se basa en la teoría de la plasticidad. A estos efectos se debe adoptar el teorema elástico de la teoría de la plasticidad:

“Se selecciona un campo de tensiones que cumpla con las condiciones de equilibrio y con las condiciones de borde. Dadas la geometría y la armadura existentes, se debe proporcionar un refuerzo de tal forma que la resistencia supere o iguale las correspondientes fuerzas actuantes en todos los puntos.”

Para que este teorema sea válido, el comportamiento estructural debe ser dúctil. En otras palabras, la plastificación del acero estructural del refuerzo se debe producir durante la plastificación de acero de armar existente y antes del fallo del hormigón. El modo de fallo deseado se puede asegurar limitando las deformaciones unitarias del hormigón comprimido ($\epsilon_0 > -3,5 \%$). Además, la conexión entre el refuerzo y el acero y la estructura existente deberá ser total.

El valor de cálculo de la resistencia del elemento reforzado se determina según la siguiente relación, utilizando las dimensiones y armados de las secciones según los planos “as built” existentes:

$$R_d = R \left\{ \frac{\eta_c \cdot f_{ck}}{\gamma_c}; \frac{f_{sk}}{\gamma_s}; \frac{f_{pk}}{\gamma_s}; \frac{f_{y, str}}{\gamma_{s, str}} \right\} \quad (1)$$

f_{ck} → Valor característico de la resistencia a compresión del hormigón existente

f_{sk} → Valor característico del límite elástico aparente de la armadura existente

f_{pk} → Valor característico de la resistencia del acero de pretensar

$f_{y, str}$ → Valor característico del límite elástico del acero del refuerzo

η_c → Coeficiente de corrección.

El valor de cálculo de la resistencia de los dispositivos de conexión refuerzo-hormigón se determina de acuerdo con la relación:

$$P_{Rd} = \frac{P_{Rk}}{\gamma_v} \quad (2)$$

P_{Rk} → Valor característico de la resistencia de la conexión

3.2 Requisitos necesarios para el cálculo

Los trabajos propuestos para la ejecución de los refuerzos implican grandes cambios en la losa existente, ya que, además de los cambios que se producen en las acciones externas que solicitan la estructura, se producen grandes variaciones en la rigidez de la misma, con redistribuciones importantes de esfuerzos provocadas por las modificaciones impuestas, tanto en las condiciones de apoyo como en la propia geometría de la losa.

Puesto que no es posible una superposición lineal de estados de carga, para obtener los esfuerzos solicitantes, tanto en las distintas fases de ejecución como en el estado final, se debe plantear un proceso de cálculo evolutivo y no lineal, considerando los cambios en la rigidez del sistema estructural y las cargas actuantes en cada fase, incluyendo el corte y retesado de tendones, tomando como dato de partida la matriz de rigidez de la estructura en su estado original antes de las obras.

3.3 Fases de cálculo

Para realizar el cálculo de los refuerzos para la abertura de huecos en la losa es necesario considerar el proceso constructivo siguiente:

- Estado inicial (0)
Se estudian las cargas de diseño de la losa actual
- Fases de construcción (1)
Se disminuye la sobrecarga hasta un valor mínimo compatible con las obras.
- Refuerzo de nervios (2)

Se refuerzan los nervios existentes de forma que sean capaces de resistir los esfuerzos a los que serán sometidos durante el proceso de ejecución de huecos, ya que la colocación de los pilares auxiliares puede provocar un cambio de signo en los esfuerzos solicitantes.

- Colocación de pilares auxiliares (3)

Se colocan los pilares auxiliares metálicos para la ejecución de los huecos.

- Ejecución de huecos (4)

Se realizan la demolición de casetones y nervios necesarios para la materialización de los huecos.

- Retesado de tendones y ejecución de vigas de borde (5)

Se disponen los nuevos anclajes retesando la armadura activa y se ejecutan las vigas de borde interiores.

- Ejecución de elementos no estructurales (6)

Se colocan las escaleras mecánicas, ascensores y demás elementos.

- Estado definitivo de servicio (7)

La sobrecarga puede tomar de nuevo el valor máximo de proyecto.

3.4 Modelo de cálculo

Para el cálculo se utiliza un modelo de elementos finitos tipo emparillado, que modeliza los nervios de la losa en ambos sentidos, y en el que se incluye el pretensado como una acción equivalente a partir de la geometría de los tendones y la fuerza de tesado evaluada en cada punto.

Se utiliza un proceso evolutivo de cálculo en el que el programa considera automáticamente los cambios producidos en la matriz de rigidez por la aparición o desaparición de los elementos finitos tipo barra que modelizan cada una de los nervios y refuerzos de la losa.

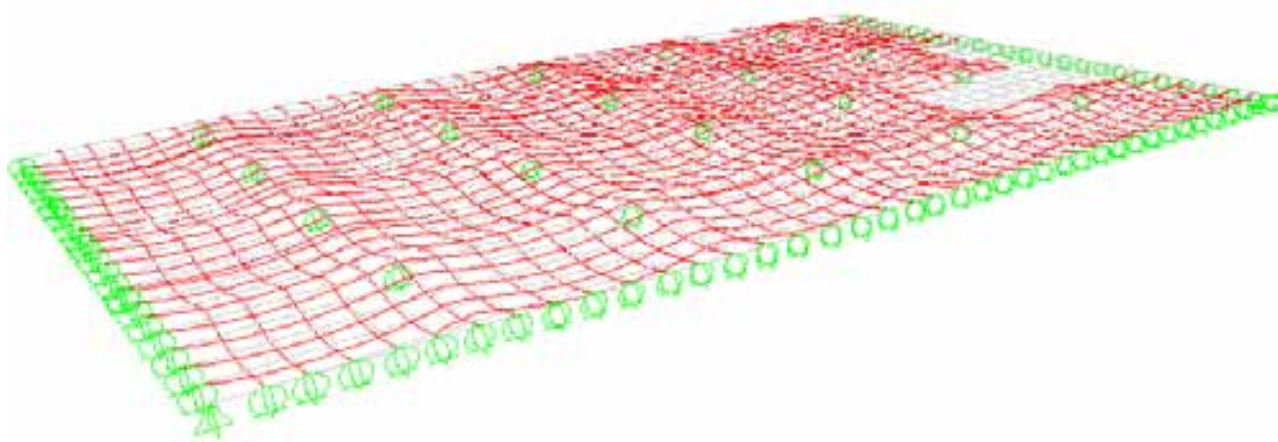


Fig. 4 Modelo de cálculo

Las fases estudiadas en el modelo de cálculo se corresponden con los estados de carga que es necesario evaluar para obtener la envolvente de los esfuerzos solicitantes de cada elemento a lo largo de todo el proceso de refuerzo y para su estado definitivo de explotación de la estructura.

- Fase (1) → Estado inicial de la estructura

Se considera la geometría actual de la estructura. Esta fase se introduce en el cálculo para poder estimar el orden de magnitud de la sollicitación de diseño del proyecto original

- Fase (2) → Reducción de la sobrecarga
- Fase (3) → Colocación de apoyos auxiliares
- Fase (4) → Ejecución de huecos

Se eliminan los elementos a demoler manteniendo los pilares auxiliares. Debido a que el pretensado se introduce como cargas equivalentes es necesario contrarrestar estas cargas en los tendones que se cortan e introducir de nuevo las cargas para considerar la colocación de los nuevos anclajes.

- Fase (5) → Estado definitivo

Se considera la geometría definitiva con los huecos y se eliminan los pilares auxiliares no necesarios definitivamente.

3.5 Obtención de esfuerzos para el dimensionamiento del refuerzo

A partir de las fases de cálculo descritas anteriormente se pueden obtener los esfuerzos solicitantes de cada sección en cada una de las situaciones de cálculo, realizando las comprobaciones necesarias y obteniendo el dimensionamiento de los refuerzos necesarios.

Durante las fases 1, 2 y 3 los esfuerzos solicitantes deberán ser siempre inferiores a los esfuerzos resistentes de la losa, ya que en ningún momento se excede la carga de proyecto ni se cambia la geometría.

Las fases 4 y 5 permite obtener la envolvente de esfuerzos para el dimensionamiento de los refuerzos en los nervios existentes, que, en caso de ser necesarios, se realizaran con chapas superiores e inferiores de acero estructural conectadas al hormigón existente para los esfuerzos de flexión, y con barras de acero corrugado pasantes para los esfuerzos cortantes.

La fase 5 permite además obtener los esfuerzos máximos sobre las vigas de borde interiores a los huecos y los esfuerzos de diseño de los pilares metálicos añadidos que tengan carácter de permanentes, ya que será en este momento cuando estén sometidos a los esfuerzos pésimos.

3.6 Comprobación de esfuerzos

Para la comprobación y dimensionamiento frente a esfuerzos flectores se realiza una doble comprobación, del lado de la seguridad, por la incertidumbre en la posición y fuerza de tesado de la armadura activa. Con la información disponible se realiza la comprobación suponiendo el pretensado como una fuerza exterior, considerando un incremento en la tensión del acero activo de 100 N/mm² para el ELU (armadura no adherente), y suponiendo el pretensado para ELU como una armadura, considerando en este caso tan sólo los esfuerzos hiperestáticos producidos por el tesado de la armadura en la combinación de cargas.

Para la comprobación frente a esfuerzos cortantes se considera la armadura pasiva recogida en el proyecto "as built" teniendo en cuenta una reducción en la resistencia de la armadura a cortante puesto que las longitudes de solape no cumplen con los requisitos exigidos en la EHE.

3.7 Conexión

Se estudiaron dos maneras de materializar la conexión entre los refuerzos y la estructura existente, cada una de ellas basada en un sistema resistente distinto y, por tanto, diferentes ventajas y desventajas, tanto desde el punto de vista del dimensionamiento de la conexión como desde el punto de vista constructivo y de ejecución de los mismos.

- ADHERENCIA REFUERZO-HORMIGÓN EXISTENTE.

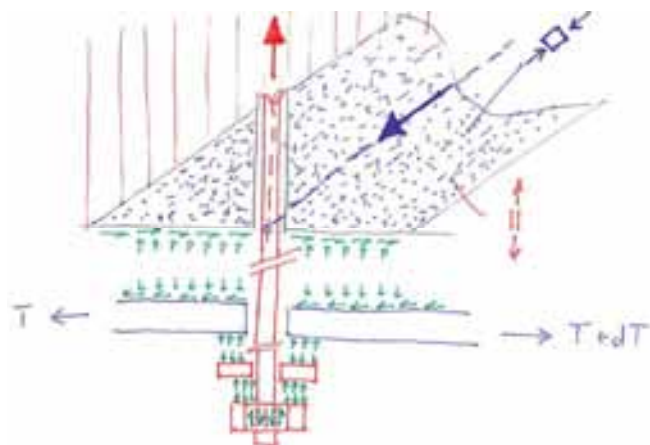


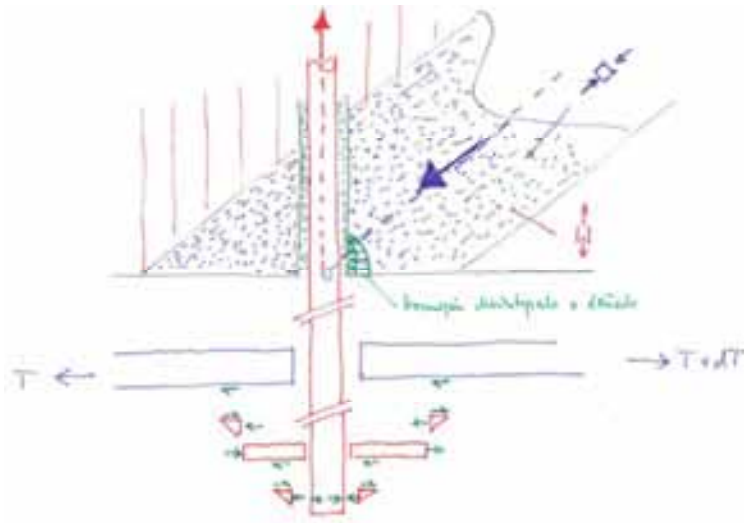
Fig. 5 Esquema de trabajo de la conexión por adherencia

Debido a que el hormigón no es capaz de transmitir el esfuerzo rasante necesario, se plantea pretensar las barras utilizadas como refuerzo a cortante, de modo que se introduce una tensión normal a la superficie de contacto que aumente la resistencia del hormigón en contacto con el refuerzo.

Las barras pretensadas se pueden tratar como barras pasivas con límite elástico reducido:

$$f_{ys,red} = f_{ys} - \sigma_{Pb} \begin{cases} f_{ys} & \text{límite elástico de la barra} \\ \sigma_{Pb} & \text{tensión de pretensado} \end{cases}$$

- PRESIÓN DE CONTACTO PASADOR-HORMIGÓN EXISTENTE.



En este caso las barras, además de resistir los esfuerzos como refuerzo a cortante global y los esfuerzos locales de contacto pasador-hormigón, deben resistir los esfuerzos de flexión local derivados del efecto pasador por la holgura del taladro en la chapa, que limitan la capacidad resistente de la conexión.

Puesto que esta solución era más ventajosa desde el punto de vista constructivo, se planteó la necesidad de eliminar esos efectos locales indeseables.

Para que la conexión alcanzase el nivel de resistencia requerido, fue necesario rellenar todos los huecos con "grout", definiendo y poniendo en práctica un adecuado procedimiento de puesta en obra, así como un eficaz sistema de control de calidad.

Fig. 6 Esquema de trabajo de la conexión por presión de contacto

3.8 Comparación de la metodología expuesta con un cálculo simplificado

Para asegurar la necesidad de emplear una metodología de cálculo compleja se realizó la comparación de los esfuerzos obtenidos como se ha descrito anteriormente, y los esfuerzos obtenidos a partir de un cálculo simplificado en el que se considera tan sólo el estado final de la estructura sin tener en cuenta el proceso constructivo.

El cálculo simplificado considerando tan sólo el estado final de estructura y cargas, no resulta del todo adecuado para dimensionar los refuerzos necesarios para la apertura de huecos, ya que los esfuerzos obtenidos difieren mucho de los resultantes del cálculo evolutivo, siendo además inferiores en todos los casos.

Lo anterior es debido fundamentalmente a la existencia de la armadura activa y al proceso de ejecución considerado, en el que se plantea la no adherencia de esta armadura dando como resultado esfuerzos importantes de retesado. Si se observa el gráfico en el que se muestran los momentos flectores sin considerar la acción del pretensado, las diferencias, aunque importantes en cuanto a su magnitud, resultan mucho más uniformes en todo el nervio, quedando además la ley de esfuerzos del cálculo evolutivo entre la ley inicial y la simplificada, pudiéndose admitir una posible posterior distribución de las cargas a otros nervios.

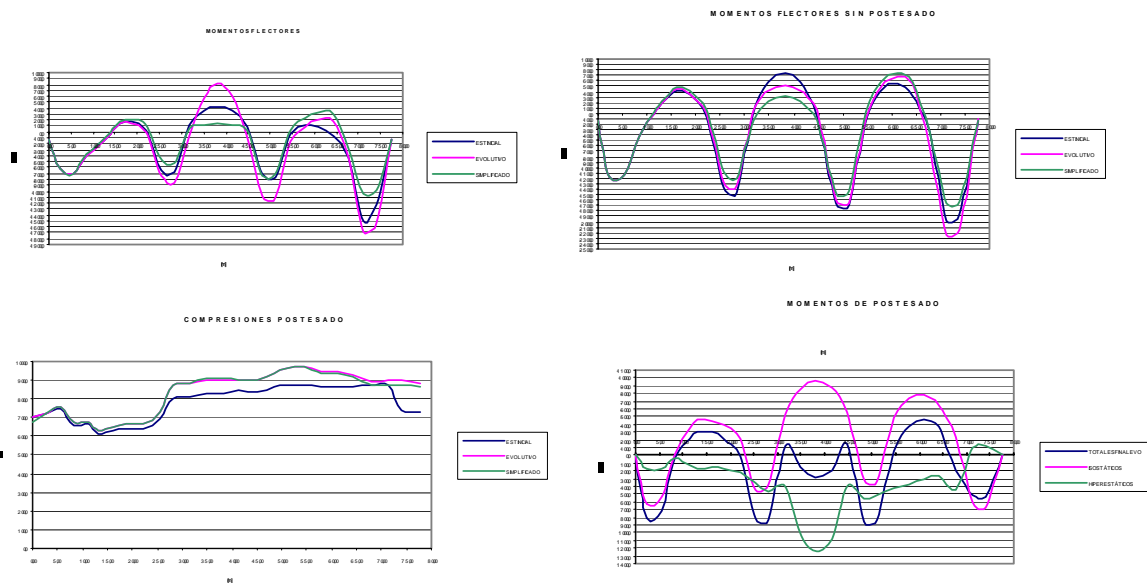


Fig. 7 Comparación de los esfuerzos obtenidos con un método simplificado

Por tanto no resulta aconsejable realizar el dimensionamiento de los refuerzos mediante un cálculo simplificado considerando el estado final de la estructura en una sola fase, ya que al tratarse de una estructura en dos dimensiones, en la que interactúa el pretensado en ambas direcciones, se producen efectos locales no deseados, que es necesario considerar y que no se ponen debidamente de manifiesto en el cálculo simplificado, siendo necesario asumir una elevada capacidad de redistribución de esfuerzos en la losa, lo que, por las incertidumbres que se plantean ante la estructura ya ejecutada, es excesivamente poco conservador, pudiendo dar como resultado problemas importantes de fisuración, llegando incluso al no cumplimiento de los criterios mínimos necesarios en servicio de la estructura.

4. Ejecución de huecos

La Estación de Sants se compone en su origen de 21 losas reticuladas de 1,4 m de canto, estando sus nervios pretensados en su gran mayoría. Las dimensiones de los nervios, así como el armado, tanto pasivo como activo, son muy heterogéneas, siendo las losas poco simétricas, tanto en su contorno como en la posición de los pilares sobre los que se sustentan.

La problemática que se esboza en el párrafo anterior viene agudizada por la incertidumbre en los parámetros de partida de los que se dispone, bien sean geométricos o de armado. La única documentación de referencia para la definición y realización de los huecos fue el proyecto de liquidación de la Estación, realizado en la década de los 70. Dichos planos, facilitados por el archivo de ADIF, recogen de una manera muy esquemática la estructura que posteriormente se ha modificado. Los principales inconvenientes detectados debido a este hecho han sido:

- Incertidumbre en la geometría final de las losas: Las dimensiones que se reflejan en los planos de liquidación se han revelado muy aproximadas. Por esta razón ha sido necesario la realización de un exhaustivo trabajo de digitalización y encaje en coordenadas de las mismas. Dicho trabajo una vez trasladado al terreno se ha revelado excesivamente inexacto para la ejecución de los refuerzos proyectados. Este hecho ha conllevado la necesidad de la realización de numerosas catas en la losa para el encaje adecuado de los refuerzos.

El hecho de que el encofrado perdido con el que se ejecutaron en su día los aligeramientos, se hubiera, en un gran número de casos, desplazado, ha supuesto una dificultad añadida a la hora de la localización de los nervios ya que la alineación de los mismos era realmente sinuosa.

También se han detectado discrepancias en las dimensiones de los nervios (ancho de los nervios) y en menor medida existen zonas en las que la geometría global de los nervios (número de nervios y orientación) no eran en absoluto coincidentes con la realidad.

- Incertidumbre en el armado activo de la losa: Los tendones definidos en los planos de liquidación son de una extraordinaria variedad en lo que al número de tendones que conforman los tendones se refiere, estando la mayor parte de ellos entre los 50 y los 70 tendones. Durante el proceso de corte de nervios y armadura activa se ha revelado también, una profunda discrepancia en el número de tendones entre el plano y la realidad.

Otro aspecto que no se reflejaba en los planos de liquidación ha sido el modo de ejecución de los empalmes entre tendones. En la época de construcción de la estación, no se había desarrollado la tecnología de los acopladores de armaduras activas por lo que se utilizaron dos técnicas para el acople de los mismos:

- Inicialmente se pensó en un "solape" de tendones. Para ello, uno de los dos tendones se dividía en dos, pasando entre estos dos "nuevos" tendones, el tendón con el cual se solapaban.
- La idea final que se acabó imponiendo en la mayor parte de la losa fue la de disponer las dos cabezas de anclaje de los tendones que se solapaban, dentro del mismo nervio, realizando en el mismo un refuerzo de armadura de gran calibre, capaz de soportar las tensiones de tracción que se originaban en las zonas de anclaje.

En cualquier caso, en los planos de liquidación no se refleja ninguna de estas soluciones, habiendo sido detectadas en la obra durante la ejecución, y en base a las descripciones hechas por los propios operarios de la obra original.

4.1 Volumen de obra

Debido a la necesidad de adecuar las instalaciones de la estación de Sants a las nuevas normativas de evacuación, ha sido necesaria la ejecución de nuevos huecos en las losas de la propia Estación, dichos huecos responden a las siguientes tipologías:

1. Huecos de escaleras fijas; con dimensiones aproximadas de 11,60x2,20

2. Huecos de escaleras mecánicas; con dimensiones de 11,20x1,75
3. Huecos de rampas mecánicas; con dimensiones de 25,00x1,75
4. Huecos de salidas de emergencia; cuyas dimensiones son de 9,20x2,20
5. Huecos de ascensor; rectángulos de 2,00 por 2,20
6. Huecos para desenfumaje y ventilación; con una variedad de medidas.
7. Finalmente existía un macrohueco de 9,70 por 10,70 para la ejecución del acceso desde vestíbulo a las instalaciones del Metro bajo la Estación.

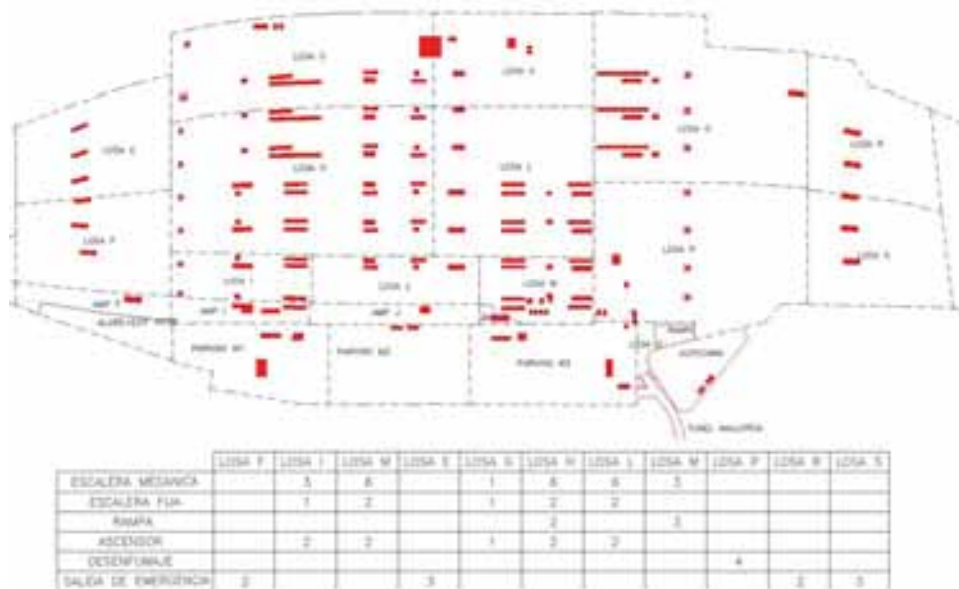


Fig. 8. Esquema de losas y actuaciones realizadas.

En total 61 huecos. Para todos ellos se han diseñado refuerzos de losa mediante chapas y anclaje de barras corrugadas, llegando el número total de taladros a 30000.

4.2 Metodología de ejecución

La ejecución de un volumen semejante de refuerzos ha sido abordada a través de una sistematización del trabajo mediante grupos especializados en la realización de tareas simples:

- a) Mediante replanteo topográfico se sitúa la posición teórica, tanto de refuerzo como de taladro. Se posicionan de igual manera los soportes necesarios en cada hueco.
- b) Comprobación mediante testigos en los aligeramientos de la posición real del nervio y de la bondad del replanteo teórico.
- c) Colocación de los soportes definitivos.
- d) Ejecución de los taladros para el anclaje de chapas o refuerzo a cortante.
- e) Colocación de las chapas de refuerzo e introducción de los anclajes previstos.
- f) Relleno de los taladros y contacto de las chapas con la losa con grout.
- g) Soldeo de las barras a las chapas.
- h) Corte de los nervios y demolición de la zona de hueco.
- i) Retesado de los tendones existentes.
- j) Ejecución del refuerzo de borde de los nervios.

4.3 Ejecución de los taladros

Para la ejecución de los taladros se emplearon taladros de corona circular de diamante con agua. Se adoptó un diámetro de perforación único para todos los diámetros existentes, siendo este de 30 mm, de manera que el intersticio entre la barra y el paramento del hueco fuera el mínimo necesario para la correcta colocación del "grout".

Debido a la elevada longitud de la perforación, de 1,40 m teóricos, es necesario el anclaje de la perforadora a la losa para controlar el posible esvíaje durante la ejecución del taladro, y el empalme de brocas durante la ejecución.

Los rendimientos de las perforadoras resultaron muy variables por la existencia de gran cantidad de armadura pasiva. Existían zonas de refuerzos con dobles capas de barras del diámetro $\varnothing 32$ y estribos de igual diámetro, siendo el corte del acero extremadamente pecaminoso para los rendimientos.

Otra de las grandes dificultades de la ejecución de los taladros es el control del agua producida durante la ejecución de los mismos. Dicha agua tiene, en este caso, una doble procedencia, una es la producida por la propia perforadora para la ejecución del taladro, y la otra procedencia es la de la existencia de numerosos aligeramientos de la losa llenos de agua, procedente de filtraciones a lo largo de los años. La ejecución de dichos taladros con dependencias en servicio bajo los mismos supone una dificultad añadida que se ha minimizado mediante el uso de aspiradores durante la ejecución, y el vaciado controlado de los aligeradores.



Fig. 9. Refuerzos de nervios y demolición de la capa superior de la losa y colocación de plantillas para la ejecución de los taladros

4.4 Relleno de los taladros

Para el relleno de los taladros se barajaron dos opciones: resinas y "grout".

Finalmente se desestimó el uso de las primeras debido a la falta de manejabilidad de las mismas cuando el tiempo de colocación del refuerzo es alto. En las pruebas realizadas, el fraguado de las resinas utilizadas no permitía la adecuada colocación de las barras de refuerzo en su posición.

Con el grout se evitaba el inconveniente anterior y se consigue una mejora consistente en el rellenado del taladro posteriormente a la colocación de la barra de refuerzo. Con este sistema, junto con el control volumétrico del grout necesario para rellenar el taladro, se consigue un correcto aseguramiento del contacto entre barra y losa.

Adicionalmente, con este mismo material se consigue el relleno del contacto entre chapas de refuerzo y losa.

4.5 Corte de los nervios y tendones

El corte de los nervios se realiza una vez ejecutados los refuerzos sin necesidad de apeos adicionales. Para la ejecución de la demolición se realiza un corte inicial en el nervio mediante lanza térmica, a una distancia mínima de 1,50 metros al borde donde se realizará el retesado (longitud mínima para dicho retesado) Una vez realizado el corte se demuele el hormigón y armadura pasiva que recubre el tendón hasta la posición teórica de la cabeza de tesado, procediéndose finalmente al corte del acero activo.



Fig. 9 Varios momentos del proceso de corte de los nervios y tendones

4.6 Retesado de los tendones

Una vez realizada la demolición del hueco se procede al retesado de los tendones cortados. En obra se observa como en la mayor parte de los casos, la lechada dentro de la vaina se encuentra intacta, obteniéndose elongaciones muy reducidas que nos indican que la longitud de tendón retesado es corta, de manera que más allá de esta longitud, la lechada sigue manteniendo la tensión en los tendones. Dichos resultados garantizan, en gran medida, que durante las operaciones de corte y retesado, la mayor parte de los tendones no pierden su tensión por la acción de la lechada.



Fig. 11 Colocación de cabezas de retesado

4.7 Aspectos económicos

Los elementos claves en el coste de la ejecución de los huecos en las losas son la realización de los taladros, el acero necesario para el refuerzo de la losa y el soldeo de barras y empalme de chapas

Estos tres aspectos suponen el grueso de los costes de la ejecución de los refuerzos, siendo el resto de actuaciones (retesado, demolición...) un porcentaje menor de los mismos.

El coste aproximado por taladro ejecutado es de 100 euros, teniendo un coste la hora de soldador en torno a los 20 euros, mientras que el precio del acero sigue al alza en los mercados internacionales.

En cualquier caso, el control de los taladros realizados resulta casi imposible debido a la gran cantidad de los mismos (sobre los 30000) y los rendimientos tan heterogéneos. En función de la máquina y el operador se han llegado a obtener rendimientos entre los 5 y los 20 taladros/día.

Debido a la falta de alineación en la mayor parte de los nervios, y a la incertidumbre de su situación, son incontables las soldaduras de unión realizadas entre chapas, así como el retaladrado de las mismas para su adaptación a la posición final de las barras de refuerzo.

Para la ejecución de todos los refuerzos de los huecos mencionados fueron necesarios cerca de 18 meses con turnos cubriendo las 24 horas del día y equipos de hasta 30 operadores de taladro, 5 soldadores y diversos equipos para el relleno con "grout".

5. Conclusión

A la vista de la complejidad del proceso, de las dificultades encontradas en la ejecución, así como del coste económico y en tiempo de la obra, surge la duda sobre posibles limitaciones prácticas en el aprovechamiento para nuevos usos de ciertas estructuras existentes. Una vez ejecutada la obra, encontrar una respuesta inequívoca a esta cuestión resulta fundamental para la adopción de decisiones correctas, relacionadas con aplicaciones similares en el futuro.

6. Ficha del edificio

Propiedad:	Ministerio de Fomento. ADIF
Arquitectura:	TIFSA
Estructura:	CESMA Ingenieros e I84 Oficina Consultora
Empresa constructora:	UTE DRAGADOS-TECSA