832 - 25

viga de hormigón pretensado para cobertura de la calle Aragón Barcelona

C. FERNANDEZ CASADO, ingeniero de caminos

Problema urbano

La travesía de la línea férrea principal de Barcelona se verificaba, hasta hace pocos años, mediante trinchera abierta, que reducía extraordinariamente la eficacia de una calle tan importante como es la de Aragón.

Esto se agravaba en las proximidades del Paseo de Gracia, donde está situado el apeadero de este nombre, que sirve a un tráfico de viajeros muy importante.

La oficina de Vías y Obras del Ayuntamiento, en colaboración con el Servicio Técnico de la Renfe, emprendieron la reforma de este sistema poco urbano, cubriendo la trinchera en tramos sucesivos, habiendo llegado el turno a la cobertura de la citada estación en el año 1959.

El proyecto consistía en cubrir, mediante tablero de hormigón armado, las zonas descubiertas de dicho apeadero, dejando las bóvedas que desde el principio dan paso a las calles transversales inmediatas al Paseo de Gracia. Además, se eliminaban los edículos existentes para los servicios del tráfico de viajeros, disponiéndolos en una estación subterránea debajo de la zona común a la calle de Aragón y Paseo de Gracia.

La superficie a cubrir tenía una luz libre de 14,50 m y se componía de tres zonas delimitadas por un paso elevado entre andenes y la bóveda de la Vía Layetana.

Cubierta de hormigón pretensado

En la licitación de la obra se admitían variantes al proyecto de la Administración en cuanto al sistema constructivo. Haciendo uso de esta invitación presentó Huarte y Cía., S. A., una solución de cubierta de hormigón pretensado que resultó la más económica del concurso, mejorando además las condiciones de plazo, por lo cual nos fue adjudicada la obra total.

La gran ventaja del hormigón pretensado radicaba en que, gracias a la disminución del peso propio de las vigas, se podía aplicar la prefabricación total en la ejecución de la cubierta, construyendo en serie un gran número de vigas todas iguales, que adosadas unas a otras completaban la superficie a cubrir.

Además, al tratarse de vigas pretensadas, podía adoptarse la prefabricación por dovelas cosidas al tesar los cables, con lo cual el moldeo de las vigas pudo hacerse en taller alejado de la obra, transportándolas en trozos de peso y envergadura reducida. De este modo se resolvió el problema de falta de espacio, que siempre es acuciante en toda obra urbana, agravado en nuestro caso por las exigencias y peligrosidad del tráfico ferroviario con tracción eléctrica.

Esto último justificaba por sí solo el empleo de la prefabricación, evitando cimbras y andamios, que necesariamente tenían que causar perjuicios al tráfico ferroviario, molestias a los viajeros y riesgos importantes para los usuarios y para el personal de la obra.

Viga adoptada

El tablero de cobertura dividido en fajas transversales de 1,50 m de anchura nos da el elemento fundamental: viga de sección T, que es el único de la estructura, porque, al colocarlas en contigüidad, la simple adición y un pretensado longitudinal asegura el monolitismo del tablero. Hemos indicado ya cómo utilizar esta posibilidad de adición en contigüidad para obtener las vigas partiendo de dovelas, las cuales ya no son todas iguales por motivos funcionales y estructurales, aunque teóricamente pudieran serlo.

En realidad la organización estructural es la de un tablero con vigas principales enlazadas por cuatro de arriostramiento, dos a los tercios de la luz y otras dos en los bordes. La organización constructiva aprovecha la repetición de las principales para adicionar elementos con una de ellas completa y las partes recortadas en 1,50 m de las dos de arriostramiento centrales y del forjado. Sólo queda para hormigonar en el sitio, las riostras de borde y las juntas de empalme.

La sección transversal adoptada destaca en todas las obras de hormigón pretensado que hemos construido pertenecientes al tipo puente, en el cual debe incluirse la que ahora tratamos, puesto que se trata de un tablero (con inversión de las dimensiones relativas de su rectángulo) que tiene las sobrecargas, gálibos y disposiciones constructivas propias del puente de paso sobre ferrocarril. Es una sección doble T asimétrica con cabeza superior tabular del ancho de faja recortada en el tablero y con cabeza inferior recogida en doble trapecio que alberga los cables y da superficie resistente para almacenar los esfuerzos del pretensado. El alma es siempre muy reducida, en este caso 12 cm, lo cual hace bajar el peso propio de las vigas de hormigón pretensado, permitiendo adoptar la prefabricación hasta luces de máxima importancia.

[illegible]

anclajes

armadura y sección diafragma

sección viga

Con todas estas condiciones, y teniendo en cuenta la simetría, resultan seis dovelas diferentes, la central y todas las de un lado. Además, dos de las dovelas intermedias llevan los trozos de viga de arriostramiento, los cuales se cosen y solidarizan, mediante pretensado transversal, al mismo tiempo que el forjado. Para ello se dejan conductos a media altura del forjado cada 32 cm, y dos en cabeza superior e inferior de las vigas riostras.

El pretensado se llevó a cabo por el sistema Barredo con cables de tres alambres de 5 mm. En el cosido de las vigas principales se emplean 21 cables, de los cuales 12 son rectos y van en cara inferior, y los otros nueve, poligonales, con vértices en las juntas de dovelas, se anclan en zonas superiores de secciones extremas. El cable virtual equivalente termina próximo a los centros de gravedad de estas secciones. En el pretensado longitudinal va un cable en cada conducto de forjado y dos en los conductos de vigas. Las fotografías que se acompañan ilustran claramente las distintas fases del proceso constructivo: moldeado en taller (figs. 1 a 3), transporte a obra en camión (figura 4), colocación de dovelas y tesado de cables (figs. 5 y 6), ripado de una viga (fig. 7) y agrupación de los conjuntos (figura 8).

cubrejunta

Dos son las soluciones características de un tablero pretensado prefabricado: la que hemos adoptado donde éste se obtiene integralmente por adición de elementos iguales en contigüidad, y la otra, de ejecución mixta con vigas prefabricadas separadas que sirven de soporte a un forjado superior moldeado en el sitio. Nos decidimos por aquella en los primeros puentes que proyectamos para un concurso internacional en Cuba, en febrero de 1959, que se construyeron en competencia con soluciones de segundo tipo, siendo adoptados posteriormente como modelos normales por el Ministerio de Obras Públicas de aquella nación. Después ha figurado en todos nuestros proyectos de puentes pretensados con tramos simplemente apoyados, de los cuales hemos construido el de Térmicas Asturianas sobre el Nalón, en Soto de Ribera (Oviedo), y están en construcción el del río Tinto, con tramos simples de 35 m, el de Almodóvar sobre el Guadalquivir, con tramos ménsulas de vano central de 70 m y tramo independiente de 30 m. También se ha llevado a la práctica en la cobertura de la Plaza del Rey con vigas de unos 30 m para resolver un problema análogo al que tratamos, por lo cual damos una breve reseña al final de este artículo.

Las dovelas que componen la viga son once, de las cuales siete tienen la sección transversal indicada, las dos extremas llevan alma recortada hasta la anchura de la cabeza inferior y las dos adyacentes sirven de transición entre una y otra sección mediante acartelamientos rectos en planos verticales. Los contornos superior e inferior se componen de elementos rectos, aquél con dos vertientes simétricas, y el inferior horizontal con ligeros acartelamientos rectos en las dovelas penúltimas. De este modo nos acomodamos por arriba a las pendientes transversales de la calzada, consiguiendo el espesor mayor en el centro, de acuerdo con las condiciones óptimas de viga apoyada y un ligero recortamiento inferior en la sección de apoyo muy conveniente para la colocación de las placas de anclaje de los cables inferiores, además de mejorar el aspecto interno, al compensar el efecto óptico de desdénso que corresponde a todo intrados horizontal.

1

2

1 Taller de prefabricación de dovelas.

2 Hormigonado de una dovela.

El cálculo del tablero no revistió peculiaridad notable, pues, como ya hemos dicho, pertenece al caso de los puentes, aunque cambian las proporciones usuales de ancho y luz.

Se consideró una sobrecarga más dura que en los puentes normales, puesto que se trata de una calle por la cual en los desfiles militares pueden circular filas de tanques paralelos, que, además, dado que las vigas principales son transversales al tráfico, pueden situarse con sus ejes sobre la misma viga.

- 3 Transporte de una dovela en taller.
- 4 Transporte de una dovela en obra.
- 5 Tesado de los cables de la losa.
- 6 Tesado de los cables de una viga.

Por este motivo suponíamos dos hipótesis para cada viga muy desfavorables:

A) Siete ruedas de 6 t a 2 m de separación, con una central.

B) Cuatro cargas simétricas de 10 t a 3 m de separación.

El cálculo de los esfuerzos se realizó del modo más riguroso posible, enfocando el reparto transversal por el método de Guyon-Massonet-Rowe.

Por último, en el cálculo de las tensiones hemos considerado fundamentalmente las situaciones de servicio y rotura, dimensionando las armaduras en la primera situación y comprobando el coeficiente de seguridad a rotura.

El momento flector de servicio máximo en el centro de la viga resultó ser de 134.530 metros kilos, suma de 33.970 debido al peso propio, 4.160 a la carga permanente y 93.500 a la sobrecarga, con tensiones máximas de 75 kg/cm² en hormigón y 95 kg/mm² en el acero.

El momento resistente a rotura por la fórmula de Guyon, ya que es de suponer que rompan los aceros dadas las pequeñas tensiones de trabajo del hormigón en servicio, es de:

$$M = 0,90 \times 125 \times 3 \times 21 \times 0,1963 \times 15.000 = 208.700.$$

El coeficiente de seguridad a rotura resulta de 1,55, que es admisible teniendo en cuenta la fuerte sobrecarga adoptada.

5

Proceso constructivo

El interés de esta estructura de luces reducidas reside en el proceso constructivo, que determinó la mejora económica y de plazo con respecto al proyecto de la Administración. Había que construir 132 vigas iguales, lo que condujo a la prefabricación de dovelas centrales en cada una de las laterales. Esto se hizo en taller improvisado en un solar de las afueras de Barcelona, disponiendo en él bases de hormigonado alineadas geométricamente, de modo que los moldes de cada dovela seguían un recorrido longitudinal fijo, volviendo hacia el origen cuando agotaban la fila de bases.

6

7

Viga de ensayo

Tratándose de una de las primeras estructuras españolas de gran volumen de hormigón pretensado, la Dirección Técnica de Vías y Obras municipales decidió, muy acertadamente, probar hasta rotura una de las vigas para comprobar directamente sus condiciones de trabajo en servicio y deducir un coeficiente de seguridad a rotura. Este ensayo de una viga a tamaño natural ha sido frecuente en distintas naciones o entidades importantes al comenzar las aplicaciones de hormigón pretensado y, particularmente, en puentes. Así tenemos, por ejemplo: en Francia, las vigas de los puentes Eu y de la Escuela de Veterinaria de Toulouse; en Holanda, las de dos vanos del puente Klaprozenweg;

7 Ripado de una viga.

8 Vista inferior de la cubierta.

El total de bases era de 275 y permitía suministrar normalmente vigas sin necesidad de almacenar las dovelas efectuadas.

Estas dovelas se transportaban al tajo a medida que iban necesitándose y se montaban sobre una cimbra de replanteo que reproducía el intradós de la viga, situada en andamio fijo sobre los andenes en posición paralela a las de todas las vigas.

Presentada la viga en sucesión de dovelas se procedía a rellenar las juntas con mortero de cemento de alta resistencia inicial, lo cual permitía hacer el tesado al día siguiente e, inmediatamente, el ripado hasta su posición definitiva. La inyección de conductos se practicaba posteriormente, al mismo tiempo que el de los conductos del pretensado longitudinal.

8

en Inglaterra, la del puente Chiswick; en Alemania, las de Francfort y Dresde; en Noruega, la del puente Mandel; en Estados Unidos, la del puente Walnut Lane; en la India, la del puente Sane, etc. Nuestro ensayo se llevó a efecto en el Laboratorio de Estructuras de Huarte y Cía., en Madrid, con lo cual se pudo sacar el máximo fruto en los aspectos que a continuación detallamos: Sirvió, en primer lugar, para poner a punto el sistema constructivo en todos sus detalles. Principalmente, la eficacia de los moldes metálicos, utilizando los vibradores que iban a servir en la fabricación, y ejecutando el hormigón con los mismos áridos, cemento y dosificación de agua. Esto era muy importante dado el pequeño espesor del alma y la existencia de conductos inclinados para alojar las armaduras que suben a anclarse en la cabeza superior, salvando los cuales tiene que pasar el hormigón hasta el ensanchamiento de la cabeza inferior. La relación agüamento fue de 0,35, con una plasticidad del 9 % en mesa de sacudidas.

En el manejo de las dovelas se utilizaron los mismos instrumentos que habían de servir en construcción, montándose sobre una de las cimbras-guía para formar la viga total. Otro de los puntos interesantes era el relleno de juntas entre dovelas, dejando comunicación entre los conductos de las inmediatas. Esta comunicación se concretó en pequeños trozos de tubería de goma colocados entre ambas. El enhebrado de los cables, tesado de los mismos e inyección de los conductos fueron operaciones que se produjeron en las mismas condiciones que en obra. Se tomaron juegos de probetas cúbicas para controlar la resistencia en las fechas de los ensayos y cuatro cilíndricas para determinar el coeficiente de elasticidad.

Las resistencias medias de rotura fueron de 67, 305 y 320 a las 24 horas, 28 días y 44 días, respectivamente. Cuando se hizo la rotura definitiva de la viga a los 219 días subió a 452 kg/cm². Del acero se tomaron cinco muestras de los distintos rollos empleados, oscilando la resistencia a rotura de 150 a 153 kg/mm². El diagrama noval de una de las muestras aparece en el gráfico 1.

Terminada la viga se procedió al programa de pruebas, que comprendía los siguientes ensayos: 1.º cargas de pretensado y adaptación; 2.º cargas de servicio y cargas de fisuración, y 3.º cargas de rotura.

Los aparatos de medida utilizados fueron flexímetros, clinómetros y bandas extensométricas; con los primeros (22) se midieron las flechas en plano vertical y los corrimientos horizontales, longitudinales y transversales, con una apreciación de centésima de milímetro. Con los clinómetros, situados únicamente en extremidades, se midieron las deformaciones angulares máximas de la viga, con apreciación de diezmilésima de radián. Las bandas extensométricas, en número de veintinueve, se localizaron en la sección central dispuestas en todo su contorno. En los dibujos se detalla la posición de todos estos aparatos.

La realización de las acciones verticales se consiguió con gatos hidráulicos, montando la viga sobre la viga-banco del Laboratorio, y transmitiendo las acciones al conjunto de ambas mediante marcos transversales que rodeaban a la viga probada y se anclaban en los rebordes de la viga-banco (fig. 9). Como la viga probada tenía una longitud ligeramente superior a la viga-banco, tuvo que apoyarse sobre unas vigas metálicas que recibían las reacciones de aquélla y las transmitían a las extremidades de la viga-banco y a unos macizos adecuados cimentados en el firme (fig. 10).

Cargas de pretensado y adaptación

Las primeras mediciones que se llevaron a cabo fueron las de flechas en el centro y a los cuartos de la luz durante el tesado de los alambres.

El programa de tesado fue el mismo que se iba a realizar en obra, y las medidas se tomaron inmediatamente después de tesar cada uno de los cables (gráfico 2). Se observa un aumento regularizado de las contraflechas, variando desde 0,22 mm a 0,55 mm en cada operación, y totalizándose una pequeña asimetría en los puntos al cuarto de la luz que deja una diferencia de flecha de 0,35 mm entre ambas, lo que representa el 7 % del valor absoluto.

En estas flechas van involucradas las debidas al peso propio y al pretensado, puesto que al tesar los cables se consigue despegar la viga del apoyo sobre la cimbra-guía, quedando su peso propio compensado por la parte correspondiente del pretensado.

Los ensayos de adaptación de cargas se efectuaron inmediatamente después con la distribución de cargas correspondiente a la hipótesis A) de los cálculos, es decir, con siete fuerzas puntuales dentro de la viga, situando una en el centro de la misma. Se llevaron gradualmente estas fuerzas hasta 3 t, que corresponde aproximadamente a la mitad de la carga de servicio, retirando a continuación la carga durante seis veces, después de lo cual se llegó hasta la carga de servicio y se midió la flecha residual, que resultó ser de 0,15 mm y en valor relativo de la flecha máxima el 2,5 %.

Para cotejar los resultados con los del cálculo, comprobando además la eficacia del pretensado, se llevó a cabo a continuación del anterior un ensayo con la misma disposición de cargas, buscando el valor de éstas que anulaba la flecha inicial, es decir, la debida al peso propio + pretensado. El valor coincidió con la cifra redonda de 5 t.

En el gráfico 3 se resume la comprobación inversa, es decir, la distribución de esfuerzos para ese valor de la carga, comprobándose la equivalencia casi perfecta en el área de los diagramas de los momentos flectores totales debidos, por un lado, al pretensado, y por otro, a peso propio + sobrecarga. La compensación de flechas puede darse por total, ya que aunque las máximas no son iguales, si lo son aproximadamente las áreas y hay que tener en cuenta que las flechas se obtienen por doble integración de los momentos flectores.

Cargas de servicio y fisuración

En los ensayos con cargas de servicio se reprodujeron las hipótesis A) y B) del cálculo, que corresponden al paso de cuatro camiones de 20 t y de dos carros militares de 60 t en paralelo, respectivamente. Además, se hizo otra distribución de cargas muy desfavorable en lo que se refiere al esfuerzo cortante, concentrándolas en dos fuerzas aisladas simétricas a 0,76 m de separación.

En todas ellas se llegó a un momento flector en el centro de 96.340 m/kg, que era el de cálculo en servicio, forzándose, además, las cargas para comprobar el comportamiento de la viga hasta fisuración. Este fenómeno corresponde en nuestra viga, realizada por agrupación de dovelas, a la aparición de tracciones en cara inferior, ya que no se puede contar con la adherencia del mortero que rellena las juntas. El instante preciso de esta aparición era muy difícil de examinar materialmente, observándose con lupa cada vez que se detenía la carga para realizar medidas, pero se tenía el valor teórico de la carga, que producía un momento flector para el cual se anulaban las tensiones en las fibras inferiores de las secciones de junta de la dovela central.

En la disposición de cargas de hipótesis A) se llegó hasta la carga de servicio, que corresponde a 6,5 t por punto de carga, interrumpiendo la operación durante cinco horas con una perfecta estabilización de las deformaciones, para continuarlo después, llegando hasta 8 t, es decir, con una ampliación del tercio, no obteniéndose nada apreciable en los diafragmas cargas-flechas (gráf. 4) ni en el de cargas-inclinaciones (gráf. 5). Las bandas se comportaron también de un modo normal si se desechan los resultados de las situadas en la cara inferior de la cabeza (7 y 24 de la figura 6), donde probablemente existen concentraciones de tensiones por corresponder al punto de paso de alma a cabeza.

En el ensayo con dos cargas centradas, que es casi equivalente a carga única, se trataba de averiguar el comportamiento de la viga con momento flector y esfuerzo cortante máximos simultáneos. La carga de servicio correspondía a 13,5 t, y la de agrietamiento, a unas 15 t. En un primer ensayo llegamos hasta esta carga, con un comportamiento elástico perfecto, en los diagramas de cargas-flechas (línea de puntos en el gráfico 7) y de cargas-inclinaciones (línea de puntos en el gráfico 7 bis). Con esta misma disposición de cargas se llevó a cabo un segundo ensayo hasta agotamiento (lo describiremos en el apartado siguiente).

En la realización de la hipótesis B) con cuatro cargas simétricamente colocadas a separación de 3,00 m, se estudió también el comportamiento en servicio, llegando a cargas de 10 t y sobrepasando hasta 12 t con un comportamiento elástico perfecto.

En esta experiencia se llegó solamente al agrietamiento por apertura de las dos juntas de la dovela central, juntas que se cerraron totalmente al descargar.

Ensayos de agotamiento y comportamiento posterior

En esta fase se empezó por ampliar el ensayo con las dos cargas a 0,76 m hasta aparición de grietas, inclinadas, para estudiar el caso análogo al de viga, con carga única en el centro y con momentos flectores y esfuerzos cortantes máximos en sección central. Según la fórmula de Guyon la carga que correspondía al agotamiento para esta sollicitación era de 24 t, pero, aunque llegamos a una carga cercana a 28 t, no se consiguió dicho estado.

El patrón de agrietamiento al final de esta experiencia se reproduce en la figura 20, localizándose grietas en las tres dovelas centrales, salvo ligera apertura en la junta de una de las dovelas adyacentes. Como ya hemos indicado, las primeras grietas corresponden a la apertura de juntas de la dovela central que se apreciaron para cargas de 15 t en las dos caras de la viga. El agrietamiento propio del hormigón apareció a las 20 t, iniciándose grietas hacia el centro de las dos dovelas adyacentes en las cuatro caras y dos en la dovela central, sólo en cara anterior. Además, las grietas de apertura de junta se prolongaron, salvo una de cara posterior, en dirección inclinada hacia los puntos de aplicación de las fuerzas. También se abrieron las juntas inmediatas a las centrales. Al aumentar la carga hasta 25 t aparecieron dos grietas nuevas en la dovela central, reproduciendo en cara posterior las que ya habían aparecido en cara anterior, que aumentaron ligeramente en dirección vertical, prolongándose las inclinaciones de las juntas centrales y en esa misma dirección las verticales de las juntas adyacentes. Se iniciaron también dos grietas verticales en la cabeza inferior de la dovela izquierda, inmediata a la central, intercaladas entre las existentes.

9

Vista general de la viga con el sistema de cargas A.

Al descargar todas las grietas se cerraban, resultando algunas imposibles de localizar aun humedeciendo la superficie de la pieza, ocurriendo esto con todas las ramas inclinadas que habían aparecido.

Claramente se aprecia la influencia de la simultaneidad de máximo esfuerzo cortante y momento flector. Los diagramas de cargas con flechas e inclinaciones aparecen de línea llena en los gráficos 7 y 7 bis.

Pasando a la disposición de cuatro cargas de la hipótesis B) del cálculo, se incrementaron hasta agotamiento de la viga, llegando a 24 t por gato, que corresponde a un momento flector de 216.000 m/kg, que, sumado al de carga permanente, nos da un total de 249.070 m/kg, mucho mayor que el obtenido por la fórmula de Guyon, que es de 208.700 m/kg. Nuestro coeficiente de seguridad a rotura queda en 1,85. Se llegó a una flecha máxima de 35 mm en el centro, que se recuperó prácticamente al descargar. También se cerraron todas las grietas, desapareciendo casi totalmente las que habían surgido en los últimos ensayos.

Observando los diagramas de cargas-flechas (gráfico 8) y de cargas-inclinaciones (gráfico 8 bis) se nota un codo alrededor de la carga de agrietamiento, pudiendo interpretarse como lineal el comportamiento hasta dicho punto. A partir de él la curvatura va creciendo, acelerándose el aumento de flecha y de inclinaciones extremas sin que se llegue todavía a un tramo horizontal.

En el comportamiento de las bandas aparecen anomalías importantes, especialmente en las de zona de tracción, denotando microfisuras (gráfico 8 ter).

Desde este ensayo de agotamiento (1-3-1960) hasta el de destrucción de la viga (28-7-1960) transcurrieron más de cuatro meses, durante los cuales se hicieron frecuentes demostraciones de carga de la viga, comportamiento elástico hasta servicio, apertura y cierre de grietas y recuperación de flechas.

Detalle del apoyo extremo.	10
Cabeza de viga.	11
Control de bandas.	12
Flexímetros.	13

10

El dispositivo de ensayo era el de la hipótesis B), es decir, cuatro cargas correspondientes a dos carros militares de 60 t, llegando hasta cerca de 10 t por carga, que es la de servicio. En el gráfico 9 aparece el diagrama de una de estas experiencias, donde se observa el buen comportamiento lineal y recuperación prácticamente total de flechas. Comparando con diagramas antes del agotamiento aparece ahora más lineal, si bien la flecha total ha pasado de 6 a 8 milímetros.

Este diagrama se repetía, sin variación, en todos los ensayos que se realizaron sin que se notara incremento sucesivo de flecha máxima. Claro está que el número total de estos ensayos no llegó a veinte y, por consiguiente, no permiten deducir conclusiones con relación al comportamiento definitivo después de haberse llegado al agotamiento de la viga con sobrecarga 2,5 veces superior a la de servicio. Lo que sí es importante comparar este comportamiento con el de una viga equivalente de hormigón armado normal.

A pesar del agotamiento práctico de la viga con las cuatro cargas de 24 t, decidimos llegar a la rotura de los alambres o del hormigón, e iniciamos de nuevo la experiencia de cargas crecientes con escalones análogos a los de la anterior.

11

12

13

**bandas
en sección
central**

14 Disposición de los aparatos de medida

15 Dispositivos de carga en hipótesis B

gráfico 1
DIAGRAMA NOVAL DEL ACERO DE
PRETENSADO

gráfico 2
FLECHAS DEBIDAS
A PRETENSADO + PESO
PROPIO

FLECHAS EN 10^{-4} mm	1/4	1/2	3/4
1	2	8	13
2	8	32	50
3	12	48	75
4	16	64	100
5	20	80	125
6	24	96	150
7	28	112	175
8	32	128	200
9	36	144	225
10	40	160	250
11	44	176	275
12	48	192	300
13	52	208	325
14	56	224	350
15	60	240	375
16	64	256	400
17	68	272	425
18	72	288	450
19	76	304	475
20	80	320	500
21	84	336	525
22	88	352	550
23	92	368	575
24	96	384	600
25	100	400	625
26	104	416	650
27	108	432	675
28	112	448	700
29	116	464	725
30	120	480	750
31	124	496	775
32	128	512	800
33	132	528	825
34	136	544	850
35	140	560	875
36	144	576	900
37	148	592	925
38	152	608	950
39	156	624	975
40	160	640	1000

gráfico 3
ESFUERZOS EN LA VIGA PARA NULIDAD
DE FLECHA

gráfico 4
SITUACION DE SERVICIO-SOBRECARGA (A)

gráfico 5
SITUACION DE SERVICIO-SOBRECARGA (A)
DIAGRAMA CARGA INCLINACIONES

gráfico 6
DEFORMACIONES UNITARIAS EN BANDAS
SOBRECARGA (A)

gráfico 7
HIPOTESIS = CARGAS DE SERVICIO Y
AGOTAMIENTO

gráfico 7 bis

16

Situación final de la viga. Zona lateral.

Al llegar a cargas de 19.400 kg nos encontramos con nuevo agotamiento de la viga, que no fue el definitivo, pues después de haberse mantenido la carga en los gatos hasta casi duplicarse la flecha (se pasó de 77,3 a 129,50 mm) volvió a admitir carga, subiendo ésta en el diagrama cargas-flechas con pendiente análoga a la de las experiencias primitivas para después tomar un nuevo tramo de agotamiento con máximo de 28.700 kg. A partir de aquí se iniciaron las roturas de los alambres, observándose el ruido casi simultáneo de dos de ellos para una carga ligeramente inferior, el descenso se hizo más violento, y para cargas de aproximadamente 24.000 kg se oyeron cuatro chasquidos y se sintieron otros dos al acercarse a los 20.000 kg. No se pudo continuar el experimento, pues la flecha adquirida en el centro (234 mm) hacía que se apoyara la viga sobre las traviesas inferiores de los marcos centrales de transmisión de cargas (gráfico 10).

En vista de esta contingencia se decidió terminar la experiencia, descargando la viga y anotando la flecha residual al final y después de dieciocho horas. La viga quedó en las condiciones que se indican en las figuras 16 a 16 ter, sin que se iniciara el aplastamiento del hormigón con una flecha de 90,3 mm, es decir, menos de la mitad de la máxima alcanzada. Se procedió a la destrucción de la viga, comprobándose la buena penetración de la lechada de inyección de los conductos, y localizándose nueve de los diez alambres rotos en las dos juntas centrales. El décimo no pudo encontrarse, pues estando en el interior de las dovelas era muy difícil encontrarlo. La subdivisión en dovelas facilitó extraordinariamente el trabajo de demolición, que fue de todos modos difícil, ya que se trataba de un hormigón de resistencia muy elevada y seis de las dovelas estaban íntegras.

16 bis

Situación final de la viga. Zona central.

16 ter

Zona lateral.

17

Situación final. Junta entre dove-las.

Estudiando el patrón de agrietamiento final de la viga (fig. 0) donde se destacan las nuevas grietas desde la experiencia de agotamiento, se observa con gran claridad la influencia de la distribución de las cargas sobre el comportamiento de la viga. En aquella se trataba de una sollicitación muy próxima a fuerza única en el centro, mientras que en esta última son cuatro cargas simétricas a equidistancia de 8 m. En una coinciden momento flector y esfuerzos cortantes máximos (prescindiendo de peso propio) en la sección central, mientras que al final existe un tramo central de momento flector máximo sin esfuerzo cortante. Los patrones de agrietamiento reflejan esta disposición, pues las grietas de verdadera rotura terminan inclinándose hacia los puntos de aplicación de la carga.

18 con carga centrada

patrones de agrietamiento

LOS NUMEROS SITUADOS AL LADO DE CADA GRIETA SE LEERAN EN TONELADAS.

cara anterior

cara posterior

19 en hipótesis B

LOS NUMEROS SITUADOS AL LADO DE CADA GRIETA SE LEERAN EN TONELADAS.

— ENSAYOS ANTERIORES

..... ENSAYOS HASTA LA ROTURA

cara anterior
cara posterior

Esto resulta tan contundente que, al cambiar la disposición de cargas se cierran totalmente las ramas inclinadas de las grietas situadas en el tramo central sin esfuerzo cortante, las cuales se prolongan de nuevo en vertical; en cambio, se prolongan y aparecen otras nuevas inclinadas en los intervalos inmediatos entre cargas donde tenemos un escalón de máximo esfuerzo cortante con un tramo lineal de momento flector decreciente.

Las roturas de alambres se produjeron en las dos juntas centrales, las cuales quedaron francamente separadas después de la descarga. Indudablemente en estas juntas de fácil giro se concentra una gran parte de la deformación angular de todo el intervalo, experimentando el acero un estiramiento superior al medio, lo que determina su rotura directa.

cobertura de la plaza del Rey

En vista del éxito de la cobertura de la calle de Aragón, la sección de Vías y Obras del Ayuntamiento de Barcelona decidió emplear solución análoga en la cobertura de la plaza del Rey. El problema de esta plaza tenía su origen en la decisión de las autoridades municipales de conservar visible la excavación arqueológica que se había realizado en toda el área de la plaza, hasta llegar al nivel de la población romana, restituyendo el nivel actual para seguir utilizando la plaza en tráfico y estacionamiento de vehículos.

El empleo de una solución de tablero con vigas pretensadas permitió suprimir todo soporte intermedio y, además, reducir al mínimo la altura de vigas, ya que la diferencia entre los niveles romano y actual es sólo de unos seis metros. La superficie a cubrir es de 33×21 metros con ligeras diferencias en las longitudes de lados perdidos.

El tablero se organizó en trece vigas a una separación entre ejes de 1,44, teniendo una longitud total de 29,70 m. Las vigas laterales tenían cabezas que las desbordaban en vuelo variable para adaptarse a los bordes de la plaza. Los apoyos del tablero son pilares casi cilíndricos formando palizadas a 27,70 m de distancia con separación de 4,32 metros.

La viga tipo tiene una sección análoga a la descrita, con 180 cm de altura y 1,45 cm de ancho de cabeza. Se ejecutó en 19 dovelas, que se montaron sobre andamiaje único central, desde el cual se ripaban hacia ambos lados hasta su posición definitiva.

Detalles de las dovelas de la viga de borde.

Vista de conjunto del tablero.

Ultima viga antes de bajarla a su posición definitiva.

Interior durante las obras.

De esto hace excepción la viga extrema que se montó en andamio aparte en su misma alineación, haciéndola descender después a su posición definitiva. Por los bordes las cabezas de hormigón pretensado se prolongan en voladizos de hormigón armado adaptados a las fachadas de los edificios.

Las vigas se arriostran por nueve diafragmas transversales que se pretensaron transversalmente, así como el tablero constituido por las cabezas superiores de todas las vigas. Se dejaron entre ellas juntas de montaje de 2 cm de espesor medio que se rellenaron antes de pretensar. La armadura longitudinal de pretensado tipo Barredo está constituida por 40 cables de tres alambres de 5 mm y la transversal por cables del mismo tipo cada 28,5 cm en el tablero y dos cables más en cada diafragma transversal.

En las fotografías adjuntas aparecen detalles de la construcción, una vista del interior durante las obras y otra obtenida el día de la inauguración de la ampliación del Museo de la Ciudad, al cual pertenece el conjunto arqueológico cubierto.

Fotos: M. GARCÍA WOYA