

puente sobre el RIN

por Wilhelm Görtz, Ingeniero

564 - 14

Generalidades

Del total de 35 proyectos presentados al concurso del puente para carretera sobre el Rin, entre Duisburg-Ruhrort y Homberg, sólo dos proposiciones de la Demag fueron consideradas: Una con tablero suspendido por vientos que parten de dos torres, y otra, con suspensión por cables flexibles que se apoyan en dos torres y anclaje en la misma estructura. Por razones netamente estéticas fue elegida la propuesta Demag de puente suspendido por cables, aunque la solución con vientos hubiera sido la más económica, teniendo en cuenta las condiciones existentes.

El puente, de línea sencilla, ligeramente curvada, se amolda muy bien al paisaje circundante. La estructura ha resultado extraordinariamente económica, debido: a la soldadura y el empleo de los mejores materiales; el aprovechamiento de la gran rigidez a la torsión de las vigas tipo cajón; por contribución resistente del tablero, etc.

Comparación entre las dos estructuras

En la figura 1 se pueden apreciar los esfuerzos de compresión que se presentan en las vigas de cada puente. Para el puente de vientos, estas fuerzas desaparecen en la mitad de la luz, zona en que, eventualmente, pudiera colocarse una viga, y aumentan en forma escalonada en dirección a las torres. En el puente suspendido por cables, el esfuerzo de compresión es constante entre amarres.



El dimensionado de la estructura se realizó a base de las normas DIN 1072 para puentes de carreteras con carga clase 60. Paralelamente fueron consideradas cargas adicionales para tranvías. La carga uniformemente repartida es para la anchura total del puente, de 8,62 t/m, y la carga única reducida es de 43,6 t. Para las partes estructurales de acero fueron elegidos materiales de construcción St 52, St 50 con elevado límite de elasticidad m.e.S. (HSB 50) y St 37. Para las partes del puente expuestas a la marea fueron fabricadas láminas de material St MB 58. El material suministrado fue sometido a control, durante las coladas del mismo, por la Empresa de Ferrocarriles del Estado. El material que debía soldarse, de calidad St 37, fue pedido como acero soldable Siemens-Martin. Todas las chapas gruesas fueron recocidas de acuerdo con las prescripciones de la Empresa de Ferrocarriles.

Los materiales empleados en la construcción del puente tienen, según las prescripciones alemanas valederas aún para este tipo de puentes, las siguientes tensiones admisibles:

St 37 $\sigma = 1.400-1.600$ kg/cm²; St 52 $\sigma = 2.100$ kg/cm² y St 50 m.e.S. = 2.400 kg/cm².

Para el MB 58 fue admitido un esfuerzo de 2.500 kg/cm². Para el dimensionado de la placa de la calzada era esencial la limitación de la tensión en la chapa del tablero a $\sigma = 2.600$ kg/cm². Las demás prescripciones fueron, entre otras, la DIN 4114, páginas 1 y 2, «factores de estabilidad» (pandeo, vuelco y abolladura) y los «principios fundamentales de cálculo para puentes metálicos ferroviarios DV 804» de los Ferrocarriles alemanes, edición 1951.

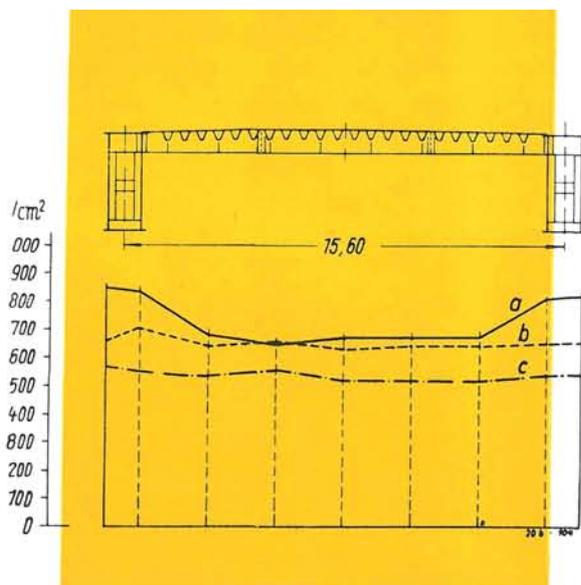
Las vigas principales

Las vigas maestras tipo cajón, con nervios de alma llena, espaciadas a 15,60 m, se extienden sobre tres tramos y forman, con la placa de la calzada, una sección en forma de \square . No existe arriostramiento inferior.

El sistema indeterminado de cuarto grado se resolvió tomando como base un sistema fundamental indeterminado estáticamente con articulaciones en los puntos de anclaje para el cable principal y con un travesaño suspendido, a guisa de viga, sobre dos apoyos. En estas condiciones, la carga constante total es absorbida por los cables. Los esfuerzos de compresión en las vigas sometidas a una carga continua es de 4.400 t para el ancho total del puente. Para una buena estabilidad contra el pandeo en el plano vertical y en el horizontal se emplearon cajones huecos en vez de vigas de alma llena, alcanzándose con ello una seguridad suficiente. En la construcción en voladizo se aseguró la estabilidad de las vigas principales, para el caso de esfuerzos de compresión del tirante inferior mediante el arriostramiento logrado con las vigas transversales. La resistencia a la torsión del cajón formado es de extraordinaria importancia a causa de la falta de arriostramiento inferior. El cálculo de los momentos de las vigas dio, para el centro de la luz del lateral, los valores máximos para el tirante superior de $M = +14.680$ t, y para el tirante inferior, $M = -17.303$ toneladas.

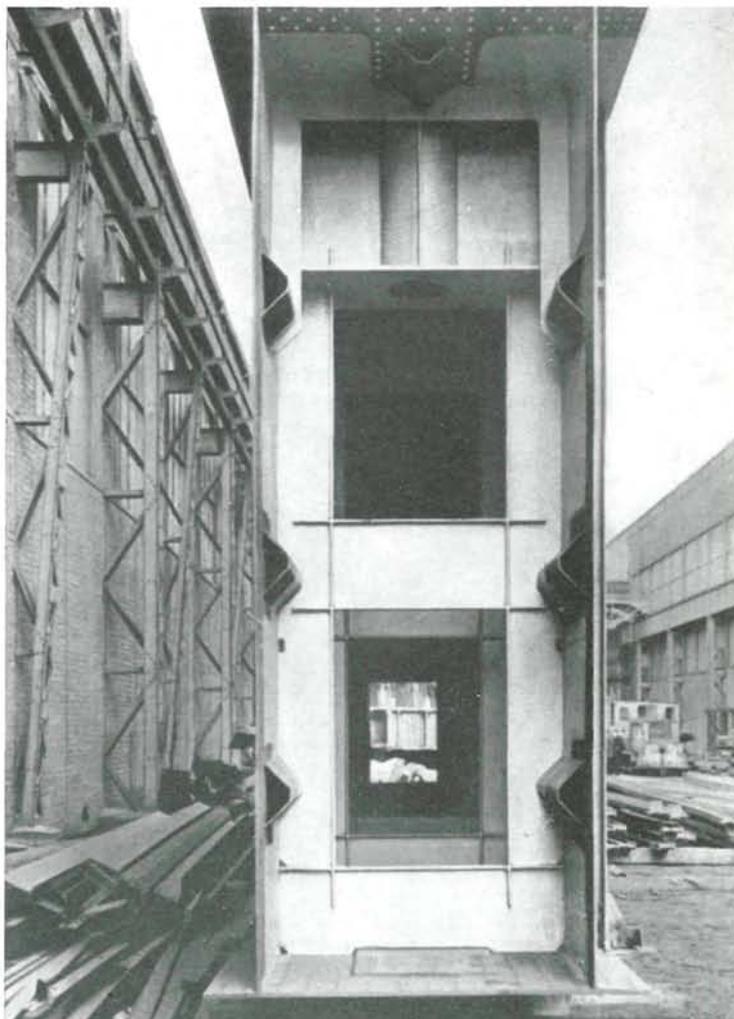
Los momentos en el tramo central son considerablemente menores. Para el dimensionado de la viga principal de la obra, el ancho efectivo del tablero era de considerable importancia. Las mediciones de la sección total del puente, llevadas a cabo en obra (fig. 3), dieron valores mucho más favorables del ancho efectivo del puente que los que se podían esperar de los diferentes cálculos. Para la luz principal, de 285,4 m, fueron soldados totalmente los cajones cerrados, reforzados con diafragmas de doble alma, de las vigas maestras. En ambos tramos laterales, de una longitud muy desfavorable para el sistema actual de cables, fueron remachadas las placas del tablero, debido al espesor total de hasta $5 \times 20 = 100$ mm, y 1.780 mm de anchura, reforzándose con angulares de $200 \times 200 \times 16$. Las platabandas, de un espesor medio de 20 mm, alcanzan, en el tramo principal, la sección representada en la figura 4 con una platabanda de 1.750×20 y dos platabandas de 600 y 375 mm de ancho, respectivamente. El espesor de los tabiques continuos de las vigas principales, espaciados a 1,30 m y con una altura constante de 3,90 m, oscila entre 10 y 21 mm.

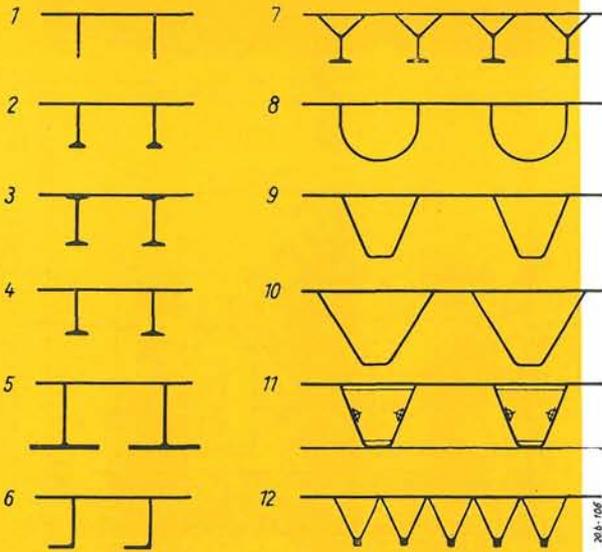
Como refuerzos horizontales se emplearon dos y tres vigas huecas que se unen a la placa del tablero en las zonas reforzadas. El examen de la estabilidad fue detenido en lo que respecta a las placas del tablero.



3

4





5

Los esfuerzos longitudinales del sistema principal exigieron una concepción especial de juntas. Los diafragmas transversales, espaciados a 2,10 m, coinciden con las juntas de las vigas transversales, y han sido construidos con dispositivos especiales de plantilla. Ello facilitó enormemente el montaje de las vigas principales en el taller. Para la suspensión se han dispuesto diafragmas espaciados a 12,80 metros.

La calzada

Con la colaboración del ingeniero doctor Sievers se estudió un nuevo sistema de calzada con acero ligero. Las formas constructivas de las placas se han representado en la figura 5. La ventaja del tablero con perfiles tipo cajón, cuyo espesor y forma pueden adaptarse a las necesidades de la estática, consiste en el aprovechamiento de la rigidez a los esfuerzos de torsión de éstas cajas huecas, alcanzándose, al mismo tiempo, un momento de inercia y un momento resistente suficientemente elevado. La resistencia a la torsión se manifiesta, sobre todo, en la mejor distribución de las cargas individuales, reduciéndose, con ello, el esfuerzo de las placas.

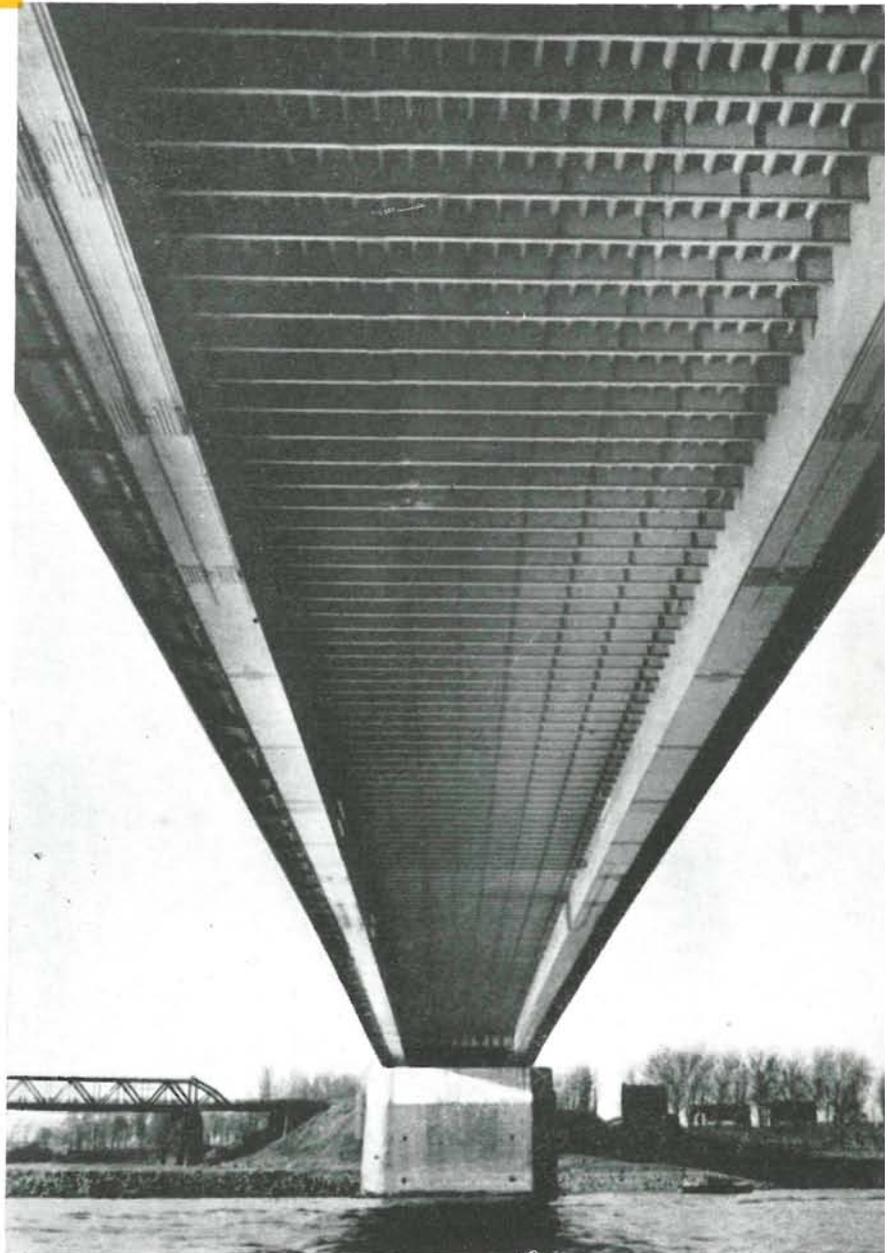
El empleo de nervios en forma de cajón trae consigo otras ventajas adicionales: menor número de costuras soldadas y, por lo tanto, menor torsión de la placa al ser soldada, así como el reducido peso de acero de la placa. Se notó, además, que, tanto la aplicación de la pintura como la conservación de la calzada, contando con tales nervios huecos, resultó mucho más económica que al emplear los otros tipos, debido a que las superficies pintadas son reducidas y los sectores expuestos a la oxidación en puntos difícilmente accesibles son eliminados. Como se ve en la figura número 6, la parte inferior del puente ofrece un aspecto uniforme y satisfactorio desde el punto de vista estético. Otra gran ventaja de las placas rígidas, con nervios en forma de cajón, consiste en la mayor duración de la capa de asfalto de rodadura. También se reducen considerablemente los costos de conservación del tablero de la calzada.

Para estudiar el comportamiento de las placas de acero de la calzada, reforzada con nervios tipo cajón, resistentes a la torsión, realizó la Demag una serie de ensayos de flexión con distintos modelos y con placas a tamaño natural. El tipo de carga y las superficies de aplicación de las mismas durante el ensayo fueron elegidos de acuerdo con las cargas y superficies prescritas en la norma DIN 1072 para una rueda de vehículo pesado S 60.

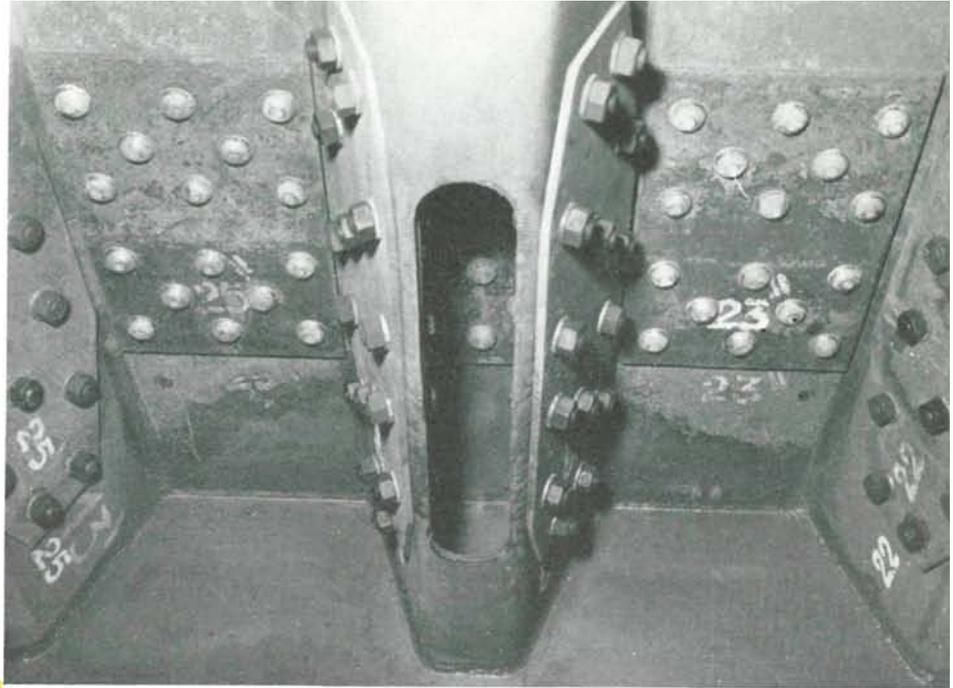
La magnitud de la carga fue elegida, en algunos ensayos, con un cierto aumento adicional para mejorar la exactitud de la lectura en los instrumentos de medida y sin forzar al material más allá del límite de proporcionalidad. El objeto de los ensayos fue el de determinar el comportamiento de las placas sometidas a cargas muy diferentes. Actualmente se están llevando a cabo nuevas investigaciones. Los resultados de los ensayos con placas-probeta 1 : 5 y 1 : 2,5, fueron más satisfactorios que los efectuados con las placas a escala 1 : 1.

Se pudo comprobar que la deformación adicional de la chapa del tablero, producida por la resistencia a la torsión de los nervios, es decisiva. Para el cálculo de la placa se efectuó la correspondiente reducción de la rigidez a la torsión, ya que no resulta económica reforzar la chapa del tablero. Se ha previsto un aumento de las dimensiones de los nervios-cajón, tanto en su luz como, eventualmente, en la altura, a fin de poder emplear los cajones huecos en el futuro.

6



La calzada del puente, de anchura total de 14 m entre las almas interiores de las vigas maestras, se cubrió lateralmente con chapas de 4 m cada una y una parte central de 6 m. El mayor peso unitario de placas, con un espesor de chapa de 17 mm, resultó ser 19,40 t. La placa central fue solapada lateralmente en 150 mm por cada lado, a fin de ganar más espesor de chapa para el apoyo de los carriles previstos primeramente para el tranvía. El espesor mínimo de la chapa del tablero se fijó en 14 mm. Después de ensayos de chapa, realizados el año 1951, y llevados a cabo según nuevos métodos, se llegó a un nuevo tipo soldado con nervios cajón, muy resistentes a la torsión, que se sometieron a ensayos intermitentes de flexión con una placa-probeta de 4.640×1.200 mm y a una escala de 1:1.



7

Este ensayo se realizó con una placa sometida por un lado a esfuerzos intermitentes de presión de -2.200 kg/cm². Como era de esperar, se inició la ruptura en la junta inferior correspondiente a la unión con las vigas transversales. A raíz de ello fueron efectuados 61 ensayos diferentes con electrodos de alta calidad, ácidos o básicos. El examen de los electrodos procedentes de las diferentes Casas suministradoras reveló dispersiones incomprensibles, debido al número de cargas alternativas alcanzado.

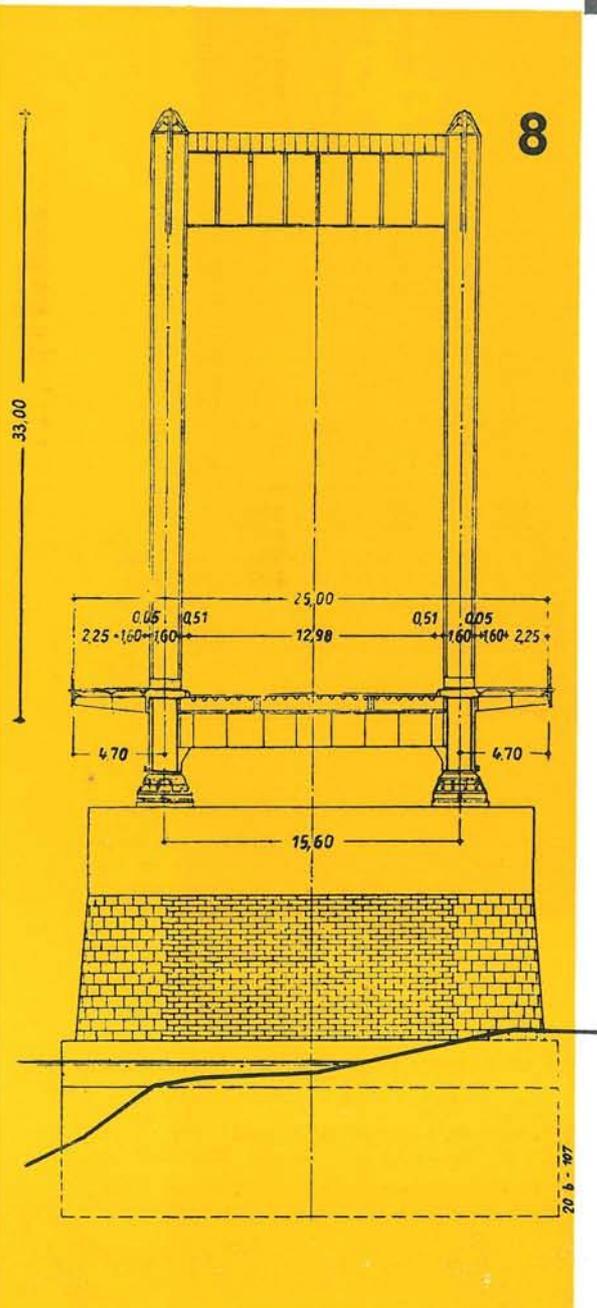
Los electrodos admitidos dieron resultados positivos en los ensayos de duración, en los que se sometieron a cargas alternativas en número de 1.800.000 a 4.100.000 hasta la ruptura y con un esfuerzo alternativo de 2.700 kg/cm². Al enjuiciar estas uniones soldadas, aparte de lo referente a la costura soldada, es de la mayor importancia la penetración de la raíz de la costura soldada. Los valores máximos de cargas alternativas se alcanzaron al soldar la base de las costuras en V con un electrodo de $3\frac{1}{4}$ mm de diámetro; las otras tres capas fueron soldadas con electrodos de hasta 5 mm de diámetro. La terminación de las diferentes partes de la calzada exigió por lo tanto, medidas especiales, basadas en extensos datos empíricos y de ensayos.

Para la soldadura de las chapas de recubrimiento se empleó el aparato de Fusarc, utilizando un alambre básico E 52 zB, y en los palastros del alma de las vigas maestras, la soldadura Ellira o a mano.

La exigencia de un estado irreprochable del material suministrado, la limpieza de los perfiles, así como del esmerado control de la exactitud de las dimensiones, altura, longitud y forma, son de la mayor importancia para un taller destinado a la construcción de puentes, teniendo en cuenta el gran progreso de la técnica de la soldadura.

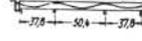
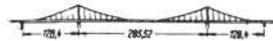
Prácticamente, todas las costuras soldadas de la placa de calzada se hicieron en posición horizontal. Especial cuidado se puso en las costuras soldadas de las uniones de los cajones con las vigas transversales. En principio se han evitado aquí todos los cráteres iniciales y finales al soldar en la zona inferior de los perfiles conforme a las indicaciones del proyecto.

Para las juntas de los cajones longitudinales se emplearon los conocidos tornillos hexagonales altamente pretensionados M 20 de C 45 (fig. 7), de una resistencia de 100 kg/mm², y arandelas Ck 15 con una resistencia superficial de 155 hasta 220 kg/mm². No se efectuó tratamiento alguno de las superficies de contacto para aumentar los valores de la rugosidad.



PUENTE SOBRE EL RIN ENTRE DUISBURG-HOMBERG MONTABAUR PUENTE EN STROMSUND

PUENTES
ESQUEMA



Cable principal

Péndolas de
suspensión

Cables auxiliares
para el montaje

Puente-viga con
cable inferior y
tesado

Vientos
exteriores

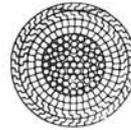
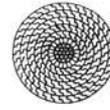
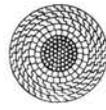
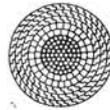
Vientos
interiores

Número de cables	4 × 19 = 76	68	32 y 16	2	16	(16)	16	(16)
Longitud media, m	259,3	1,8-26,2	65,2 y 214,6	127,8	78,9	(82,4)	46,1	(47,2)
Diámetro, mm	73	69	63	71	88	(82)	68	(66)
Peso por metro, kg	30,4	28,7	22,8	29,2	44,0	(38,7)	26,8	(25,3)
Peso de un cable, t	7,88		1,5 y 4,9	3,75	3,47	(3,2)	1,24	(1,2)
Peso total, t	598	21,5	124,9	7,5	54,5	(51,0)	19,7	(19,0)

619,5

144,2

Sección de los cables



Estructura de la sección del cable.

Número de alambres
Ø o altura en mm
Resistencia media a la
ruptura en kg/mm²

Número de alambres
Ø o altura en mm
Resistencia media a la
ruptura en kg/mm²

Número de alambres
Ø o altura en mm
Resistencia media a la
ruptura en kg/mm²

Número de alambres
Ø o altura en mm
Resistencia media a la
ruptura en kg/mm²

Número de alambres
Ø o altura en mm
Resistencia media a la
ruptura en kg/mm²

Número de alambres
Ø o altura en mm
Resistencia media a la
ruptura en kg/mm²

Número de alambres
Ø o altura en mm
Resistencia media a la
ruptura en kg/mm²

Núcleo de alambre	1	3,3	171	1	2,9	160	1		1	3,3	160	1	5,1	100	1	3,8	
Alambres redondos	60	3,0	196	60	2,7	180	60	1,7-3,35	180-206	18	2,9	180	60	4,9	36	3,45	165
Alambres trapezoidales	50	4,4	158	48	4,0-4,4	150	123	4,0	157-182	20	3,4	140	76	5,0	49	5,0	159
Alambres perfilados	105	4,5	156	95	4,5	145	45	4,5	142-163	142	5,0	135-140	89	6,0	67	6,0	158
Area de la sección, mm ²		3571			3147			2764			3538		5338		3261		
Resistencia media del alambre, kg/mm ²		151			149			156					156		157		
Resistencia del alambre, t		576			469			435			460		834		512		
Carga de ruptura calculada, t		540			440			426-436			437		800		489		
Carga de ruptura real, t		518-520			428			124			124		779		488		
Resistencia media real, kg/mm ² .		145			136			154-158			1		146		150		
Número de cables ensayados		7			3			5			221		2	(2)	4		(2)
Carga máxima según el cálculo estático, t		192			165			180-220			2,0		291		172		
Coefficiente de seguridad del cable.		2,7			2,6			2,2-1,9					2,7		2,85		
Módulo de elasticidad para: a) Carga dinámica		1660			1680			—			1680		1695	(1710)	1683		(1701)
b) Acortamiento del cable		1335			1360			1440			1380		1221	(1273)	1381		(1335)
Pasta de relleno para las cabezas de cables		Zinc puro			Zinc puro			Plomo Estaño Antim. 66% 13% 21%			Zinc puro		Plom. Est. Ant. Plom. Est. Ant. 68% 14% 18% 68% 14% 18%		8500		
Radio de curvatura (mm × d), mm		3250 = 48 . d			—			1800 = 29 . d			—		12800				
Firma fabricante de los cables ...		Hüttenwerk Oberhausen AG. Werk Gelsenkirchen			Westf. Union AG Lippstadt/Westf			Hüttenwerk Oberhausen AG Werk Gelsenkirchen			Felten y Guillaume Köln-Mülheim						

Estructura de los cables patentados para el puente construido por la Demag sobre el Rin entre Duisburg-Homberg para el puente en Montabaur, con cables tensionados, y para el puente en Stromsund, de cables inclinados.

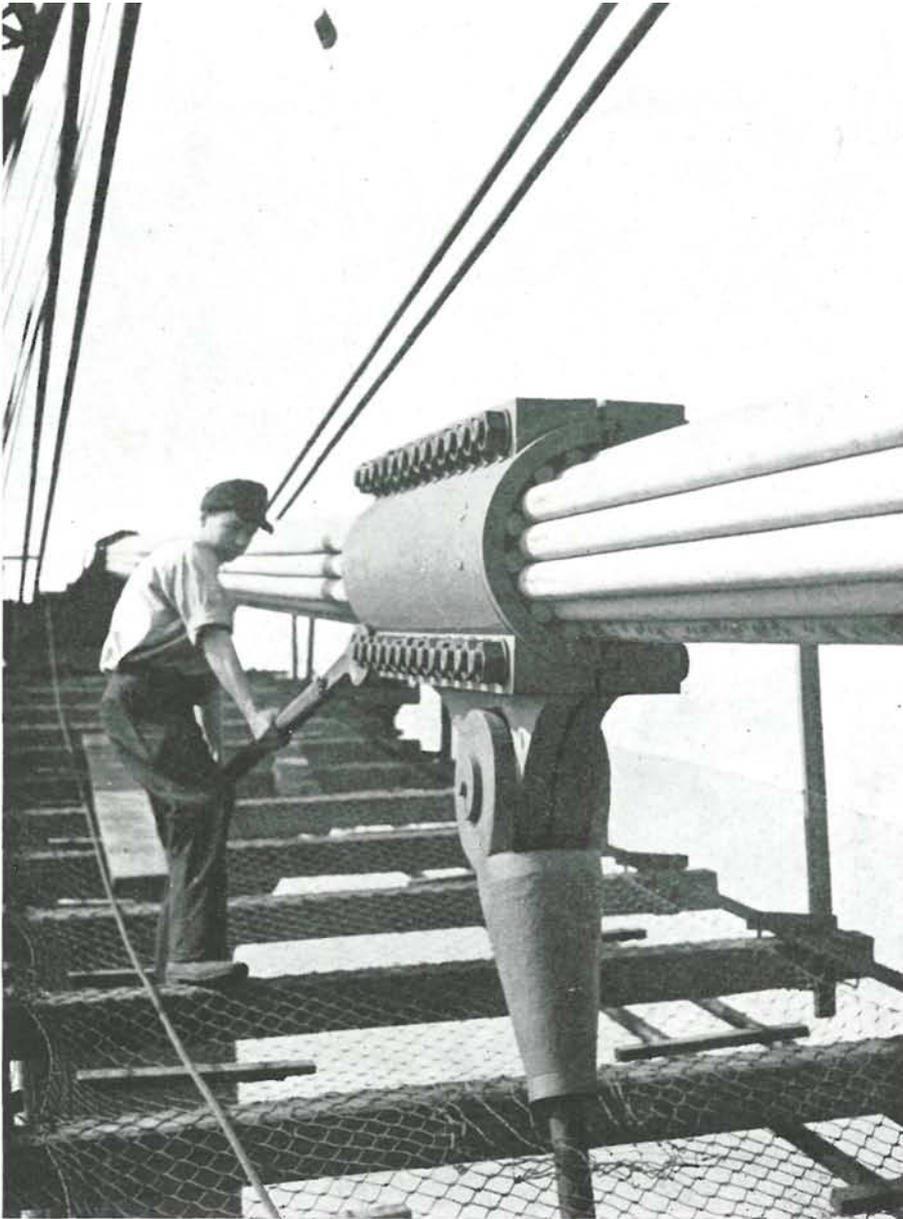
Torres

Las torres (fig. 8) se componen de dos montantes constituyendo pórtico con un cabezal superior de 4 metros de canto, formado con chapa completamente soldada. Por debajo del tablero se extiende una viga transversal también soldada. Los montantes tienen una fijación en sentido transversal y pueden bascular en el sentido longitudinal. Esta disposición de los montantes en la base obedece a las grandes compresiones, del orden de 2.000 toneladas, a que cada uno de ellos está sometido. En el estudio de estos pórticos se aprovecharon las tensiones de los cables como fuerzas estabilizadoras.

Cables y accesorios

Los cables se componen de 19 cordones, tipo patentado de 73 mm de diámetro, que forman un hexágono regular. El empuje máximo en cada apoyo es del orden de 3.900 toneladas.

Con un factor de seguridad de 2,5 fueron necesarios un total de 76 cordones con una carga efectiva de rotura de 514 toneladas por cordón. Cada cordón, de 73 mm de diámetro, presenta una sección metálica de 3.571 mm². El cable, a partir de su eje central, está constituido por cuatro capas, dos de cuñas y tres de alambre perfilado.



El gran número de alambres perfilados tiene un efecto favorable respecto a las presiones de dirección transversal, pues apenas se permite la aparición de deformaciones elípticas; además, estos alambres perfilados dan a la sección un cierre hermético que protege al núcleo contra la penetración de la humedad, polvo y de los gases procedentes de las industrias químicas, sumamente corrosivos y predominantes en la desembocadura del Ruhr en el Rin, donde la navegación fluvial es muy activa. Este tipo de estructura de la sección del cable ha permitido lograr cargas de ruptura superiores a 145 kilogramos por milímetro cuadrado y una notable disminución en el peso del cable.

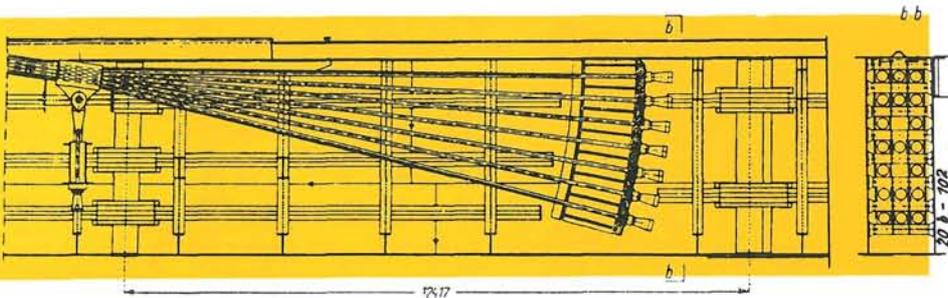
Las péndolas, sometidas a una carga de 174 toneladas, disponen también de este tipo de cable cerrado y patentado cuyo diámetro es de 69 mm, presentando una sección metálica de 3.147 mm². Si suponemos que falla una de las péndolas, la presión en las vecinas dará lugar a una carga máxima de 338 toneladas; así, pues, con una carga máxima de 428 toneladas, existe todavía un coeficiente de seguridad de 1,3.

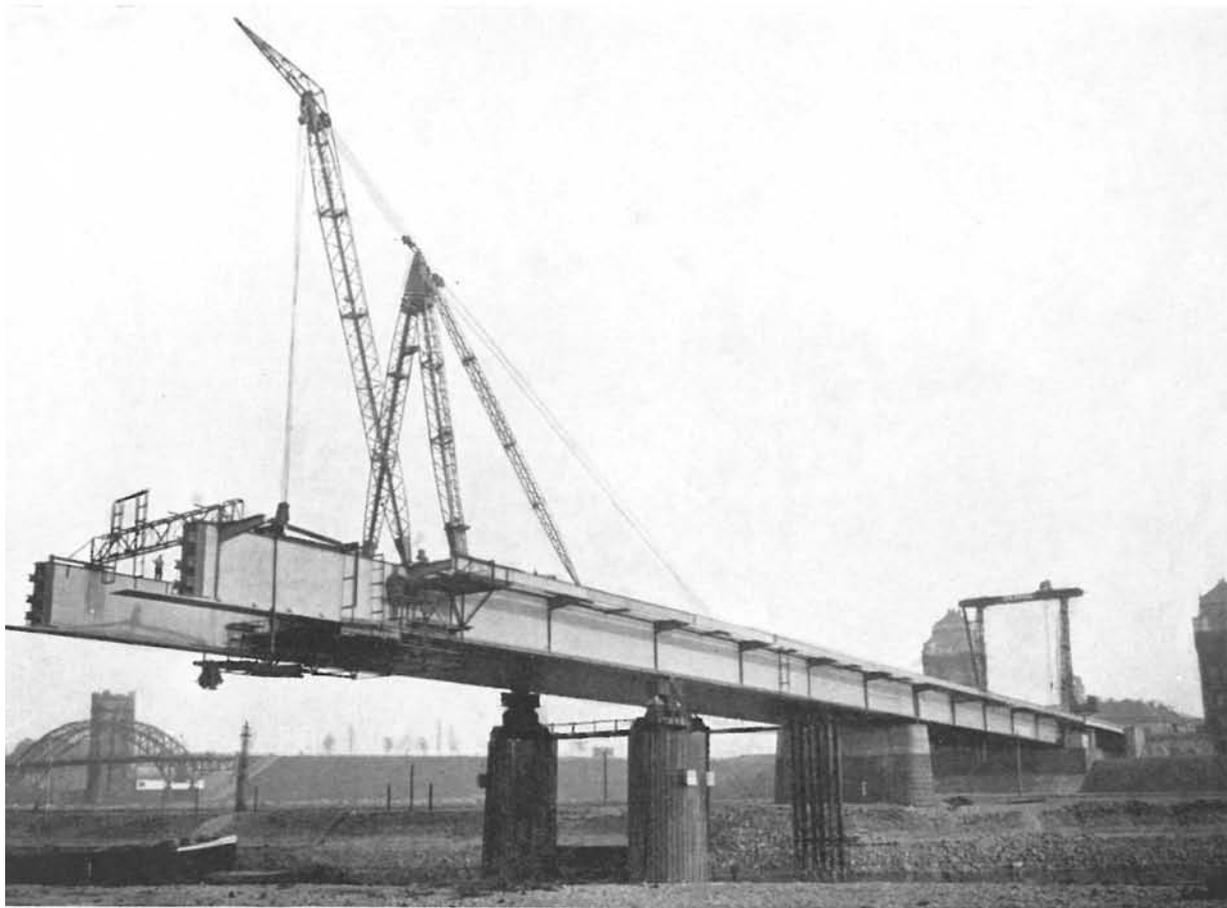
El empleo de cables cerrados de este tipo y su gran flexibilidad, ofrece la gran ventaja de su posible control constante, que comienza en la fabricación de los cordones y acaba en la terminación de los cables, sin olvidar la facilidad que estos cables ofrecen para su propio montaje.

El empleo de dichos cables cerrados en los puentes modernos suspendidos, o en sistemas combinados de suspensión, ha ganado tanta importancia actualmente, que parece indicado dar un resumen de las características más importantes referentes a su fabricación y a los innumerables ensayos que de ellos se han realizado.

En el cuadro adjunto se resumen unas series de valores y resultados comparativos entre puentes construidos por la empresa Demag.

10





De éstos se han realizado tres ensayos de cables continuos de acero completamente cerrados, de 99 mm de diámetro y de unos 1.900 mm de longitud, utilizando la máquina oscilante del Instituto de Otto-Graf, en Stuttgart. Gracias a estos ensayos se obtuvieron valiosas indicaciones para el tratamiento a que debían someterse estos cables a partir de la fabricación del alambre hasta el cable terminado.

Con objeto de poder controlar las fuerzas que han de resistir estos cables en los puentes se llevaron a cabo una serie de ensayos y medidas particulares, ya que los métodos hasta ahora usados con los instrumentos que miden las dilataciones, de tipo Maihak, no dieron los resultados que de ellos se esperaba en este caso. Las experiencias sobre procesos oscilantes obtenidas en el Instituto de Ensayos de Bochum, y de las investigaciones comparativas realizadas por la casa Demag en los anclajes de instalaciones de otros cables en el Rin y de las mediciones efectuadas en la propia obra, han dado prueba fehaciente de la seguridad de los métodos de medida empleados.

La pasta de relleno elegida para fundir las cabezas de los cables y péndolas estaba constituida por un 99 % de zinc fino. Para los cables de montaje se empleó una pasta, que consistía: en 66 % de plomo, 21 % de estaño y 13 % de antimonio. Estos dos tipos de pasta habían dado excelentes resultados en otros puentes, en lo que a seguridad de los cables se refiere.

La temperatura de colada para el caso de zinc puro no ejerció gran influencia, pero, en cambio, en la aleación de plomo fue de la mayor importancia.

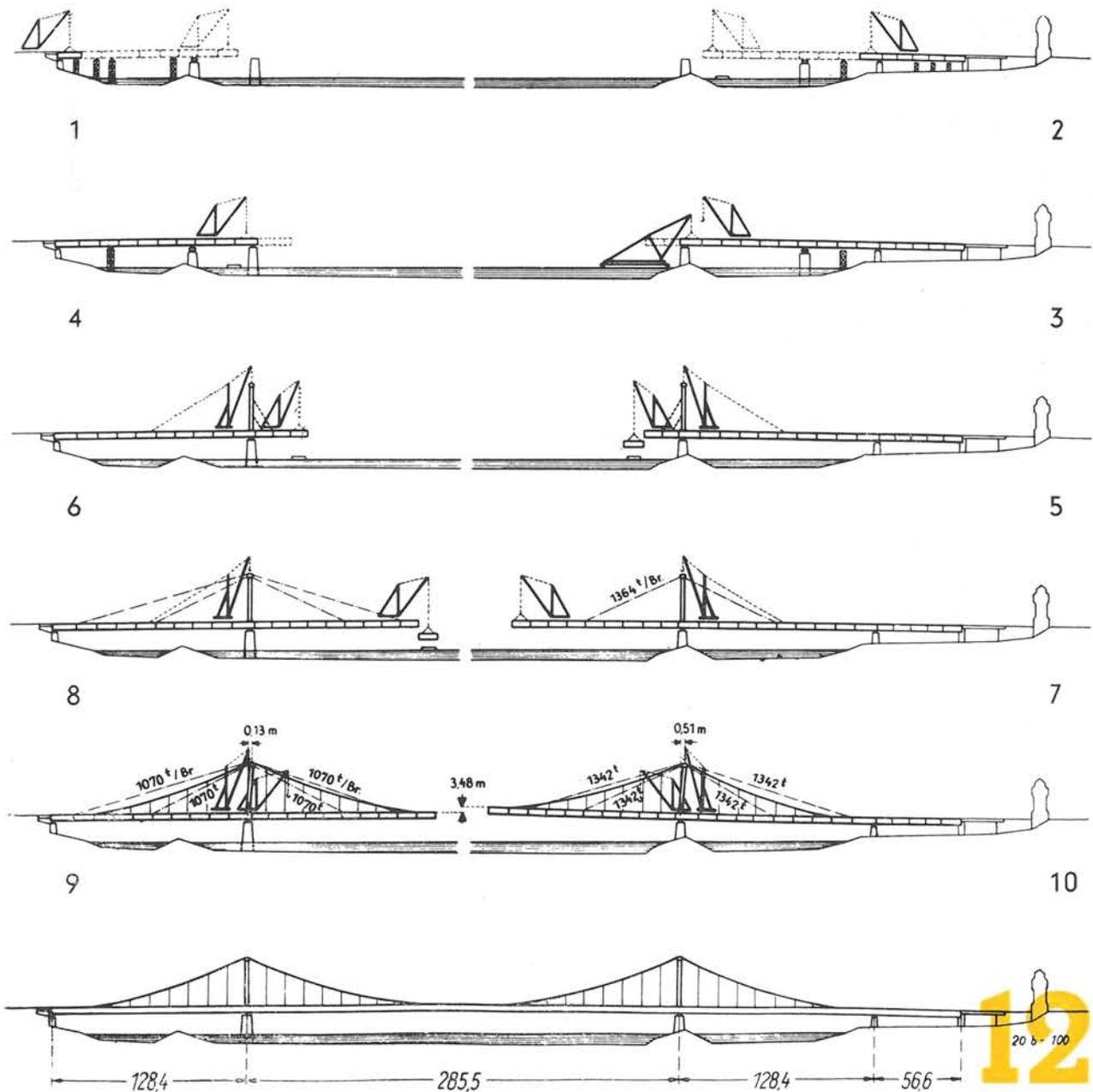
La unión fundida de las cabezas de los cables ha demostrado, a través de los resultados obtenidos en diferentes ensayos, que debe emplearse, en la medida de lo posible, el zinc puro, particularmente si se trata de cables sometidos a grandes cargas y de los que se exige un coeficiente de seguridad de 2,5 en la carga de ruptura y ante temperaturas eventualmente elevadas.

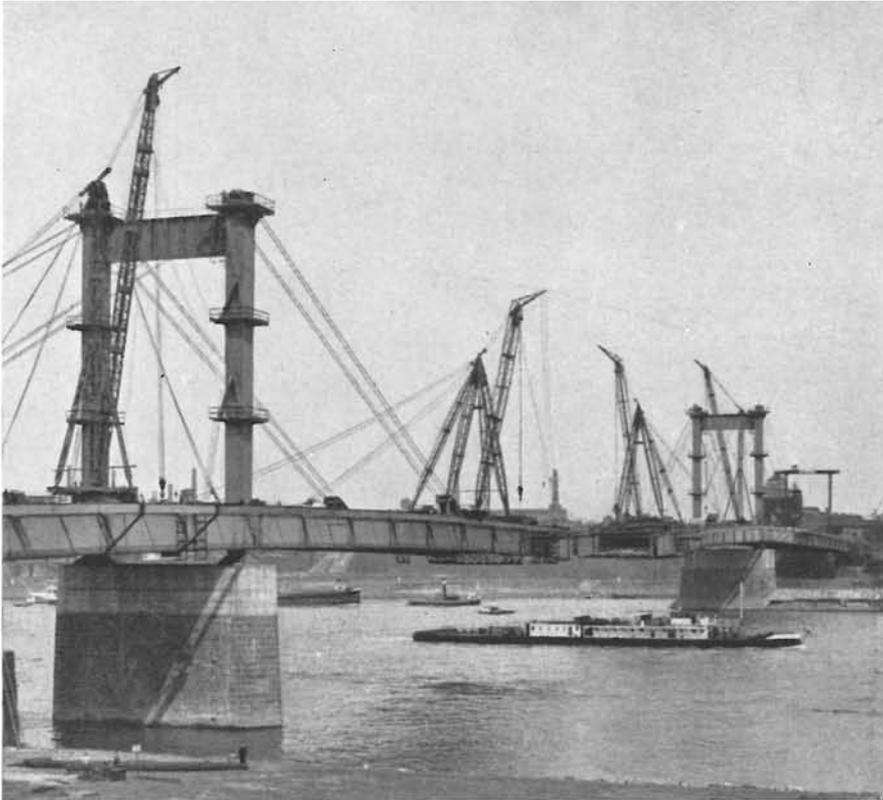
En cuanto a la objeción al empleo del zinc puro, debido a la disminución de la resistencia del acero a temperaturas de hasta 450°C, se comprobó, una vez realizados los ensayos, que la influencia del recocido sobre la resistencia a la tracción carecía de fundamento. Para dimensionar los collares del cable (fig. 9), se partió de un esfuerzo admisible de suspensión de 165 toneladas. La componente tangencial máxima resultó ser de 70,65 toneladas y la componente normal de 149,11 toneladas. La componente tangencial de la fuerza de suspensión es absorbida por el rozamiento collar y cable. Puesto que no se disponía de experiencia suficiente para la construcción de estos collares, en lo que respecta al rozamiento, se ha tenido que contar con una seguridad adicional para hacer frente a un posible deslizamiento de los dos collares más expuestos, y que son los que se hallan en la proximidad de las torres. Para poder determinar el tipo más adecuado de relleno de los huecos inevitables entre cables y collares, y asegurar la transmisión de presión de ajuste de los collares sobre los cables, se han llevado a cabo una serie de ensayos en el Instituto de Otto-Graf, de Stuttgart, con objeto de determinar los coeficientes de rozamiento más favorables.

Las sillas de apoyo de los cables, dispuestas en la parte superior de las torres, tienen un radio de curvatura de 3.500 mm para un diámetro de cables de 73 milímetros.

Las ranuras de alojamiento de los cables presentan un acabado finísimo, que cuenta con las tolerancias previstas. Las extremidades de estas sillas-soportes se han redondeado para evitar rozamientos en estos puntos. Adicionalmente, se ha colocado una chapa de cobre de 1 mm de espesor. Para la transmisión de presiones de cables a sillas, se han previsto barras perfiladas de una aleación de plomo y estaño de acuerdo con el informe del Instituto Químico Provincial de Stuttgart, relativo a la corrosión por la atmósfera de los cables de acero mediante la inserción de barras de plomo duro, sin que por ello sea de esperar una reducción de la resistencia de los cables debida a estas inserciones.

Los cables se introducen en las vigas maestras tipo cajón mediante un dispositivo de desviación, como se puede apreciar en la figura 10. Los cables se han anclado por medio de ocho piezas que se unen al alma reforzada, de 21 mm de espesor, de las vigas maestras.





Compresiones en los apoyos

Debido a las presiones negativas en los apoyos de la extremidad del puente, producidas por el propio peso y sobrecargas dinámicas, se ha tenido que hacer uso de hormigón en forma de lastre, acoplado a travesaños especiales colocados entre las vigas maestras. Aun sin este lastre, existe un coeficiente de seguridad de 1,3 contra los levantamientos en estos apoyos, aunque se aumente un 50 % la sobrecarga.

Un dispositivo para absorber las deformaciones causadas por la dilatación, permite un desplazamiento longitudinal de 530 mm, y ha sido patentado por la casa Demag. Esta posibilidad de un gran desplazamiento, que exigen las fuertes dilataciones, ha sido la causa de tener que acoplar a los rodillos una corona dentada.

Deformaciones

Las deformaciones del sistema son extraordinariamente grandes. Del cálculo se dedujo que, bajo plena sobrecarga y en la posición más desfavorable, con una carga de 4.263 toneladas/metro se llega a una flecha máxima en el tramo central de 1.755 metros, que representa 1/163 de la luz entre apoyos. Durante la prueba de carga sólo se pudo sobrecargar el puente con un tercio de la carga dinámica calculada según la norma DIN 1072. En este ensayo, la flecha real fue el 85 % del valor calculado. Puesto que los ensayos se realizaron en noviembre, esta flecha reducida podría atribuirse al concurso prestado por el asfalto sobre la chapa que cubre las vigas maestras formando cajón.

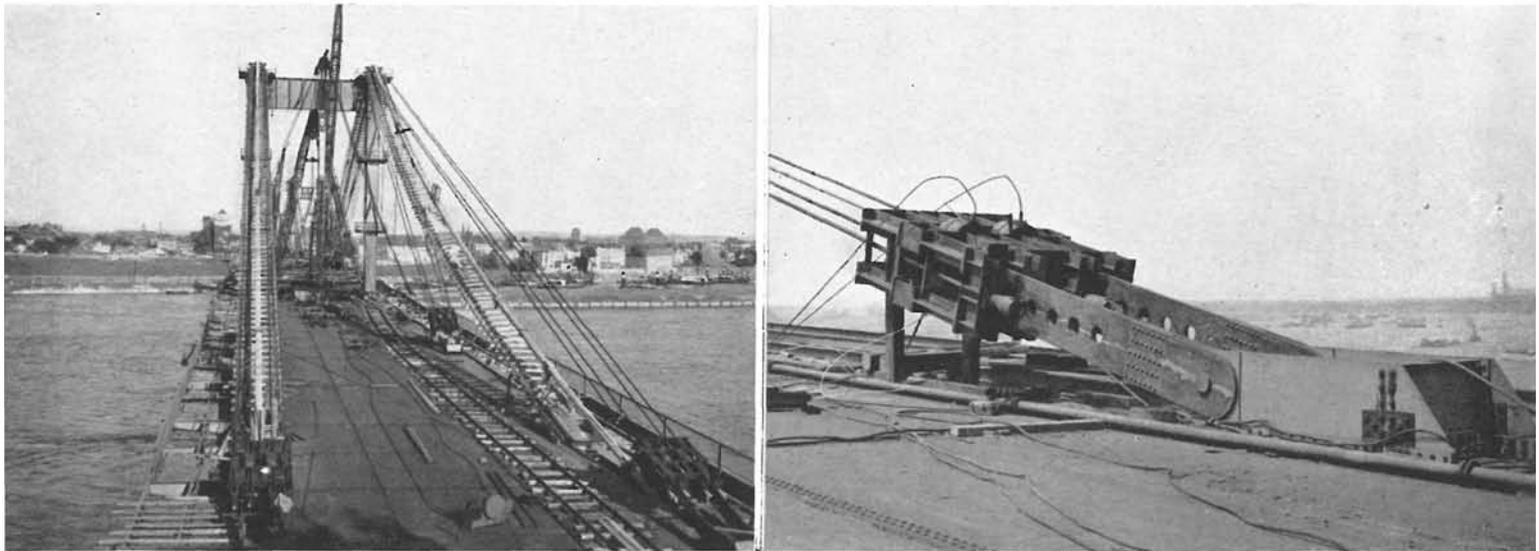


Construcción sobre terrenos inundables

Como acceso a la estructura del puente propiamente dicho se construyó un tramo de 55,80 m de luz. Con el fin de obtener una clara separación entre este acceso de hormigón y el puente metálico se dispuso de una estructura intermedia.

Las viguetas transversales se han espaciado a 1,86 m. Las vigas longitudinales, de una sola alma, y de igual canto que las vigas de refuerzo del puente en toda la extensión del lecho del río, se han dispuesto adosadas a las paredes exteriores de las almas de las vigas principales del puente. La separación entre las vigas principales es, por lo tanto, de 16,912 m. Una viga transversal, colocada en la extremidad, permite transmitir las cargas del puente a los terrenos inundables.

Las placas soldadas de apoyo de la calzada se unen, roblonadas, con las vigas principales. Todas las juntas de las vigas principales se han preparado en el taller y colocado con remaches en la propia obra. El apoyo fijo del puente se halla sobre terreno inundable, mientras que el apoyo basculante en sentido longitudinal se ha colocado en la pila V y los rodillos móviles sobre la pila Va.



Montaje

El montaje de la estructura metálica se ha realizado, simultáneamente, a partir de ambas márgenes, utilizando, primeramente, algunos andamios, y después, prosiguiendo la construcción libre y sin apoyos. En las figuras 11 y 12 se pueden ver los andamios intermedios y las grúas utilizadas en el montaje de los tramos laterales. Apoyándose sobre las pilas se montaron después las torres sobre las vigas principales (fig. 12). Para proseguir la construcción en voladizo en el tramo central del puente se utilizaron cables auxiliares, como puede apreciarse en la figura 13. En esta operación se prosiguió el montaje en ambos lados y se colocaron las vigas de refuerzo y las placas sobre las que descansa la calzada. A continuación se tendieron los cables, anclándolos en dispositivos auxiliares para poderlos reajustar. Simultáneamente al progreso de la construcción en voladizo, los cables tenían que reajustarse a medida que el montaje avanzaba. La flecha máxima de estas vigas durante la construcción en voladizo fue, con relación al nivel medio de la calzada, de 4,25 metros.

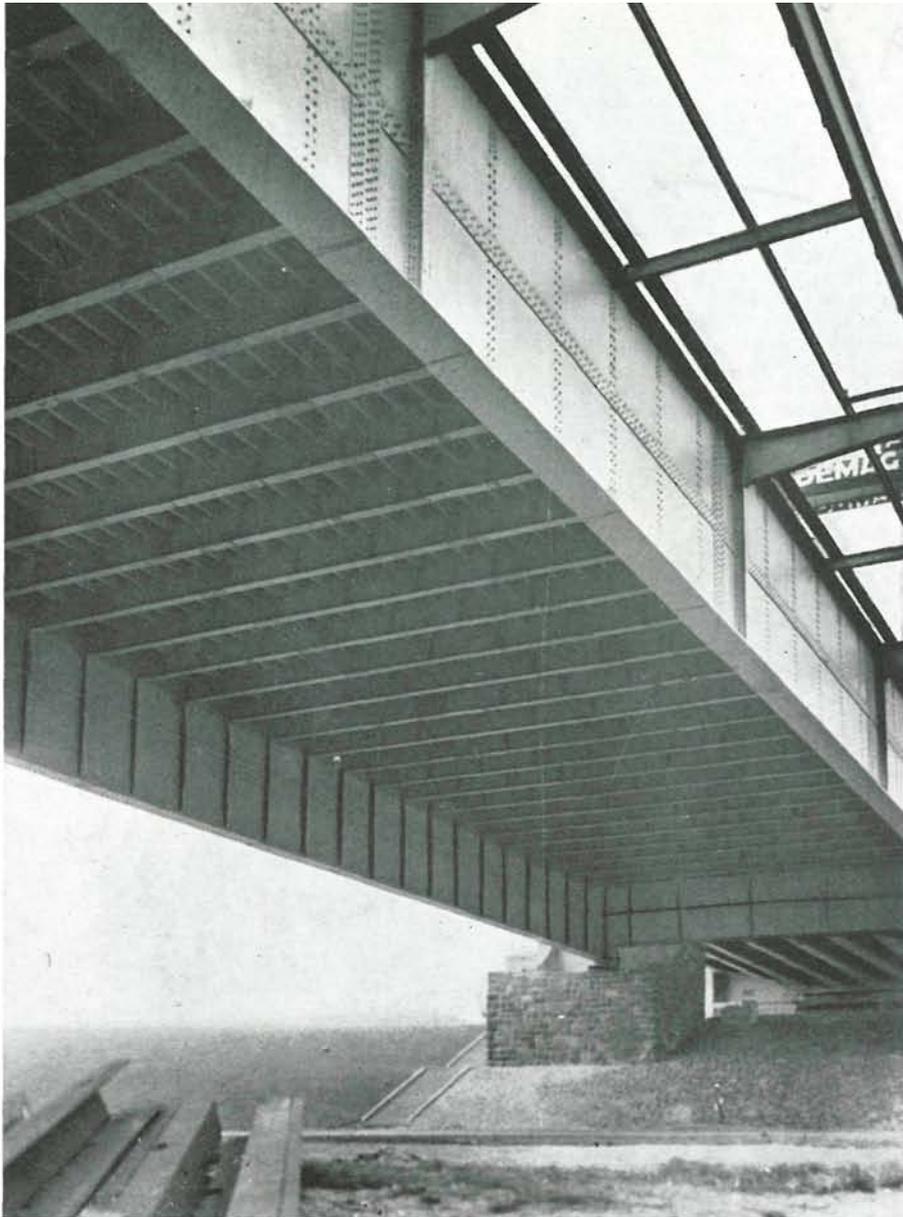
Para el montaje de los cables principales y de las péndolas se dio una altura complementaria a las torres de unos 2,70 metros.

La tensión final, teóricamente requerida por los cables, se logró mediante la elevación de los soportes de las sillas en los montantes de las torres, teniendo en cuenta la corrección correspondiente a las longitudes de los cables de suspensión y, además, aumentando la flecha de los cables para el reajuste de las péndolas de suspensión.

Después de unir las péndolas a las vigas y desmontaje de los cables auxiliares, los cables principales, previamente tesados, soportaban el peso total de la construcción. Prosiguiendo después el montaje de los tres trozos restantes del tramo principal, se pudo cerrar este último tramo, para lo cual se colocó, debidamente ajustado, un trozo de 12,80 m de longitud, levantando previamente las vigas.

La calzada del puente está constituida por dos capas de asfalto de 63 mm de espesor, que descansa sobre un aislamiento de aluminio de placa estriada de 0,2 mm de espesor y que se apoya sobre la chapa de cubierta de las vigas principales.

La pendiente teórica del puente terminado pudo lograrse haciendo uso de las posibilidades previstas para esta corrección. Las inexactitudes debidas a la irregularidad de cargas, las tolerancias elevadas en la laminación de chapas, el asfalto y dispersión en el módulo de elasticidad, pudieron ser corregidas con relativa facilidad.



tablero

Observaciones finales

A pesar de haber experimentado un aumento de consideración la luz del tramo central, así como la anchura de la calzada, que pasó de 16,20 m a 24, respecto del proyecto inicial, el peso total de acero, de 6.500 toneladas, pudo ser mantenido en la parte del puente que se extiende sobre el río.

La nueva estructura supone una reducción en peso propio del 35 % respecto de la antigua estructura, constituida por celosías metálicas. El peso propio actual es de 479 kilogramos/metro cuadrado.

Todas estas mejoras se han podido lograr gracias a la introducción de un sistema suspendido, a la rigidez que proporcionan las vigas cajón, al empleo de la soldadura y a la forma dada a las placas que cierran el hueco entre vigas principales.

