

puente en la autopista *Barcelona* *La Junquera* *España*

A



JOSE ANTONIO LLOMBART,
ingeniero de caminos

562 - 143

sinopsis

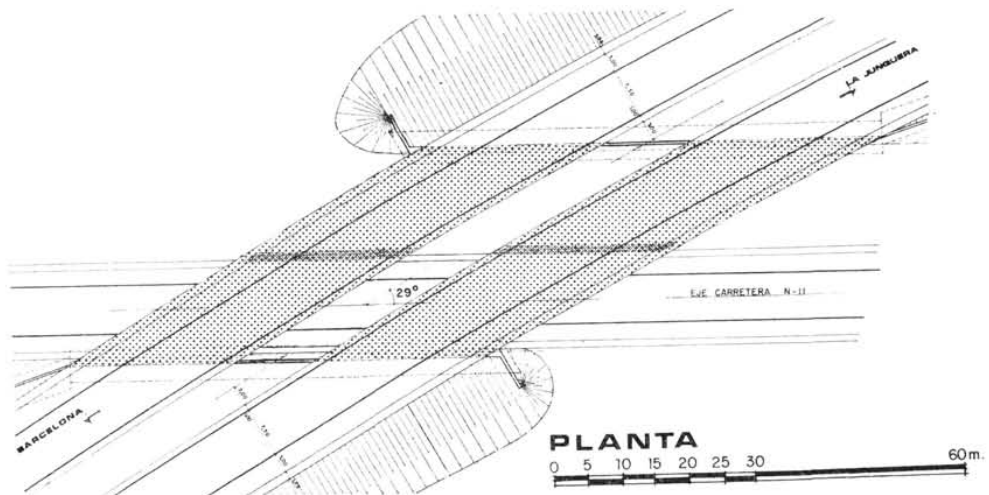
La construcción de la Autopista Barcelona-La Junquera ha precisado la realización de un puente sobre la CN-II, km 773, al norte de Figueras (Gerona). Las especiales características geométricas impuestas por el cruce de las dos vías de circulación y la favorable conjunción de una serie de factores, han determinado la adopción de una singular solución encaminada a proporcionar ciertas cualidades funcionales, económicas y estéticas que rara vez pueden obtenerse simultáneamente en obras de este tipo.

EMPLAZAMIENTO Y DESCRIPCION GENERAL DE LA OBRA

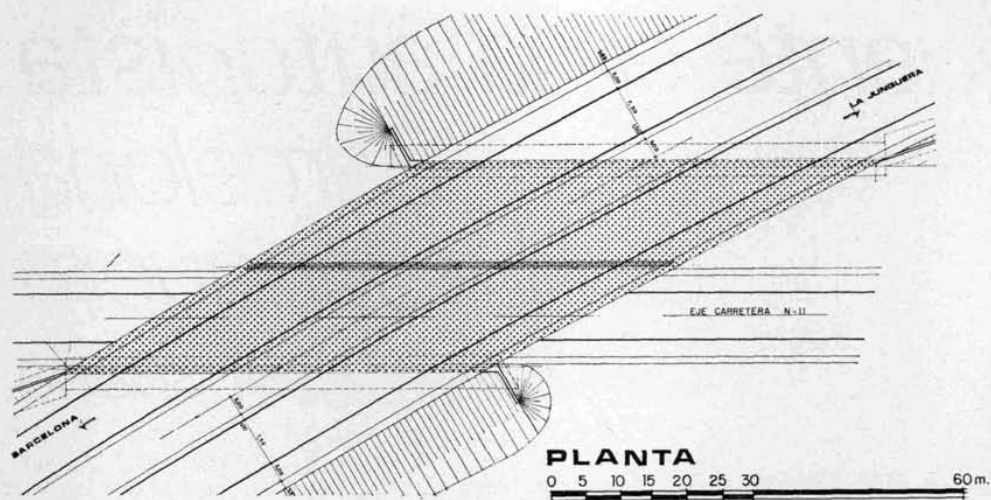
Características geométricas de trazado.

La Autopista A-17 discurre mediante una curva circular en planta de 1.300 m de radio, en la zona de paso sobre la Carretera Nacional, siendo el ángulo de cruce de los ejes de am-

bas vías, ligeramente inferior a los 30°. La Autopista, situada sobre un terraplén, describe asimismo una curva vertical con su punto más alto situado precisamente sobre la carretera. La obra de fábrica permite el paso de la Carretera Nacional prevista con doble calzada, estando actualmente constituida por calzada simple.



1



2

Las condiciones geométricas iniciales previstas por el trazado (fig. 1) exigían la construcción de dos estructuras gemelas de dos vanos cada una, con un espacio libre entre los bordes de los respectivos tableros, igual a 6 m. El espesor previsto para el tablero resistente era de 1,40 m; perfectamente compatible con las luces libres, comprendidas entre 31 y 32 m; con lo que resultaba un gálibo útil de 5 m para la Carretera Nacional.

Las consideraciones estructurales que se exponen más adelante motivaron la construcción del tablero mediante una losa de 80 cm de espesor, que ocupaba la totalidad de la superficie requerida por la Autopista más el espacio libre previsto entre las dos calzadas (fig. 2). A fin de conseguir una superficie continua en el trasdós del tablero, se modificó la rasante de una calzada de la Autopista, bajándola en 50 cm, sin que ello constituyese inconveniente alguno, aportándose, sin embargo, ligeras ventajas; por una parte se suavizó el acuerdo vertical de la calzada modificada; el gálibo útil de la carretera quedó ligeramente aumentado (5,10 m), dado el reducido espesor del tablero adoptado (0,80 m), y se redujo además el volumen previsto del terraplén, así como parte de los elementos verticales de hormigón de la obra de fábrica.

TABLERO

Elección de la solución estructural

El fuerte esviaje de la futura obra de fábrica nos obligó a realizar ciertas consideraciones sobre el comportamiento estructural del table-

ro, a fin de conseguir una solución económica que permitiese reducir la luz mecánica, frente a la luz libre que resultaba ser del orden de 31 m para cada uno de los vanos que salvaban las calzadas de la Carretera Nacional.

Con el objeto de lograr la reducción deseada en los esfuerzos del tablero, consideramos primeramente la acción debida al peso propio. Un tablero realizado con vigas prefabricadas enlazadas posteriormente a su colocación en obra con una losa superior, no podía beneficiarse de la circunstancia propia del esviaje, ya que sus deformaciones debidas al peso propio se realizarían sin que existiese interacción entre vigas, es decir, que un puente esviado, construido de dicha forma, se comportaría bajo el peso propio como si se tratase de un puente recto de idéntica luz libre.

Con objeto de poder considerar el esviaje a efectos de peso propio, determinamos la conveniencia de realizar el tablero con una losa de espesor uniforme hormigonada in situ, que estructuralmente se iba a comportar como esviada desde el momento de su descimbrado, bajo el efecto de su peso propio.

Entre los distintos parámetros que determinan los esfuerzos de una losa esviada, tiene especial importancia la relación ancho de apoyo-luz libre. Si construyésemos los tableros de forma que ocupasen únicamente la superficie mínima necesaria para la Autopista, la relación antedicha sería del orden de 0,80, con lo que las estructuras no se beneficiarían apenas en la reducción de la luz mecánica debida al esviaje.

Dada la posibilidad de ocupar mediante una losa el espacio correspondiente a la mediana, la relación ancho de apoyo-luz libre pasaba a ser del orden de 2. Aunque ello representaba un aumento en la superficie de tablero construida, nos veíamos beneficiados con una considerable reducción en los esfuerzos, ya que prácticamente la zona central de la losa se comportaba mecánicamente como si su luz fuese la distancia entre los apoyos medida sobre la perpendicular, es decir, del orden de la mitad de la luz libre. Los esfuerzos máximos, localizados en los bordes, determinaban el espesor de la losa que se dispuso de 80 cm, consiguiéndose una esbeltez de 1/40 si se relaciona dicho espesor con cada una de las luces libres.

Finalmente se determinó la conveniencia de establecer la continuidad entre los dos vanos a salvar, por precisar menos armadura que la solución equivalente formada por dos losas gemelas simplemente apoyadas. Con ello existían únicamente juntas de rodadura sobre los estribos. El hecho de existir un sólo apoyo en el centro prácticamente lineal, dio la posibilidad de disponer un pórtico de diez vanos, con un dintel de escasa anchura, solicitado fundamentalmente por cargas verticales coincidentes con su eje.

Losa de tablero de hormigón armado

Un aspecto fundamental de la solución fue la elección del hormigón armado para constituir la losa. Los conceptos estructurales descritos anteriormente justificaban la disposición de una losa única para resolver el tablero, dadas las ventajas manifiestas relativas a la economía de acero y a la esbeltez conseguida, sin embargo cabía considerar la posibilidad y conveniencia de realizar la misma estructura en hormigón pretensado.

Admitidos los conceptos estructurales antedichos, en el caso de resolver la losa con hormigón pretensado, quedaría inmediatamente descartada cualquier solución en que todos los cables principales discurriesen paralelos a los bordes libres. El estudio de la influencia de la acción del pretensado sobre la losa resultaría sencillo y la deformación por dicho efecto sería cilíndrica, sin embargo la solución no tendría ventajas desde el punto de vista económico, ya que bajo la acción del peso propio, combinada con la del pretensado, la losa tendería, por así decirlo, a trabajar

según la luz libre; del orden del doble de la luz medida sobre la perpendicular a los apoyos.

La solución idónea debería ser, pues, orientar el pretensado según las direcciones determinadas por el funcionamiento mecánico de la estructura, es decir, con un grupo de cables paralelos a los bordes a lo largo de unas fajas relativamente estrechas y complementando el resto de la superficie con cables perpendiculares a la línea de apoyos, debiendo añadirse además las correspondientes zonas de transición. Esta solución, que podría parecer perfecta desde el punto de vista teórico, tendría inconvenientes a la hora de su realización. Por una parte, existirían grandes dificultades en el proceso de cálculo para determinar con precisión suficiente la influencia de la acción del pretensado sobre la losa. La necesidad de dicha precisión está motivada por una de las características fundamentales del hormigón pretensado, que en este caso concreto representa un inconveniente: una estructura de hormigón pretensado en clase I se comporta prácticamente como un cuerpo elástico bajo cargas instantáneas y, por tanto, con mucha menor capacidad de redistribución que otra equivalente de hormigón armado. Era necesario tener en cuenta que dada la gran superficie de la losa (del orden de los 2.000 m²) y la longitud de las zonas de apoyos (60 m cada una), era imposible garantizar un asiento uniforme en todas sus partes. El hormigón armado ofrecía la posibilidad de adaptación de la pieza ante cualquier deformación anómala de los apoyos.

Por otra parte, el hormigón pretensado exigiría un cálculo exacto y riguroso, ya que cualquier desviación o simplificación conduciría a la aparición de esfuerzos no previstos motivados por el pretensado y se dejarían sentir inmediatamente sus consecuencias, dadas las características de elasticidad del material. El estudio de la influencia del pretensado en la losa, hoy día inabordable mediante un procedimiento analítico, resultaría extraordinariamente complicado, caso de realizarlo mediante el auxilio del computador electrónico, dada la profusión de elementos necesarios a introducir. Este estudio, posible en estructuras de menor envergadura, no podría ampliarse a este caso concreto, dada la complejidad del sistema de cables a disponer. Ello podría ser llevado a cabo únicamente en el caso de disponer de un programa perfectamente puesto a punto que permitiese desarrollar el método de los elementos finitos introduciendo el preten-

sado sin simplificaciones que pudiesen alterar la representatividad y exactitud de los resultados.

Debe añadirse, finalmente, un inconveniente propio del pretensado que normalmente no se manifiesta en piezas lineales: las posibilidades del proyectista son limitadas en lo que se refiere a concentrar cables de pretensado en zonas de esfuerzos localizados, aligerando otras partes de la estructura en que se precisa menor cantidad de acero, dada la sección constante en cada cable, cuya longitud en la práctica no debe rebasar unos valores mínimos que resultan muy superiores a los que pueden adoptarse en barras para hormigón armado.

En una losa esviada de dos vanos, la variación de los momentos, en magnitud y dirección, es considerable a lo largo de las distintas zonas. El hormigón armado ofrece la posibilidad de disponer barras de distintas longitudes, concentrarlas o aligerarlas según las exigencias originadas por los esfuerzos, aprovechando íntegramente la capacidad mecánica de las barras dispuestas, lo que no ocurre con cables de pretensado por los motivos apuntados anteriormente.

Se adoptó, pues, el hormigón armado para constituir la losa de tablero, al ser considerado como más ventajoso que el hormigón pretensado para este caso concreto.

Proceso constructivo de la losa de tablero

Dada la naturaleza monolítica de la losa de tablero y sus dimensiones, fue necesario adoptar ciertas precauciones para su construcción. El volumen total de hormigón a colocar era del orden de 1.600 m³, la longitud máxima de la zona de apoyos sobre los estribos próxima a los 70 m y la distancia relativa entre los ángulos agudos de la losa igual a 121 m.

Se fraccionó el hormigonado en seis zonas, con el objeto de evitar los efectos de la retracción, así como para facilitar la puesta en obra del hormigón (fig. 3). El hormigonado de cada una de las zonas, con un volumen de unos 250 m³, se realizó en una jornada completa de 10 horas, distanciándose el hormigonado entre zonas contiguas en un mínimo de 10 días.

Las juntas de construcción se dispusieron en zonas en que las armaduras formaban un sistema ortogonal, de forma que cada junta quedaba atravesada por un solo conjunto de armaduras paralelas, con lo que el paso de las barras a través de los encofrados resultaba relativamente sencillo (fig. 4).

La dosificación del hormigón se estudió de forma que garantizase simultáneamente una mínima retracción y una manejabilidad compatible con su fácil puesta en obra mediante bombas. La resistencia característica exigida a los 28 días fue de 300 kp/cm².

A fin de evitar la fisuración en el hormigón de temprana edad, debida a la retracción, se extremaron las precauciones en el curado, extendiéndose un producto impermeabilizante en la superficie superior de hormigón a medida que se realizaba su acabado.

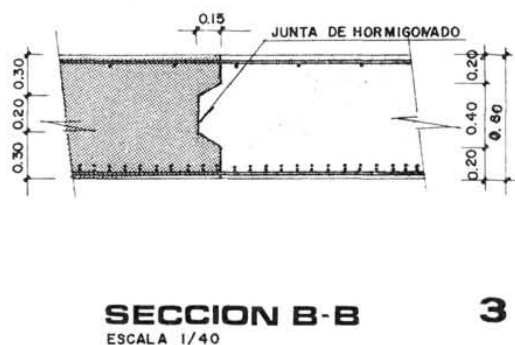
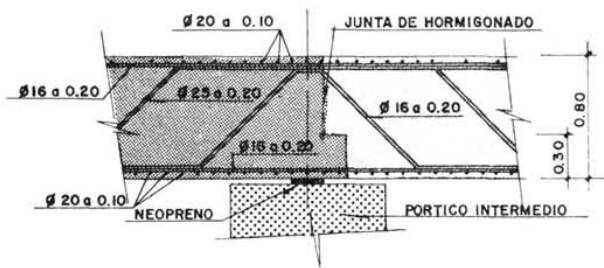
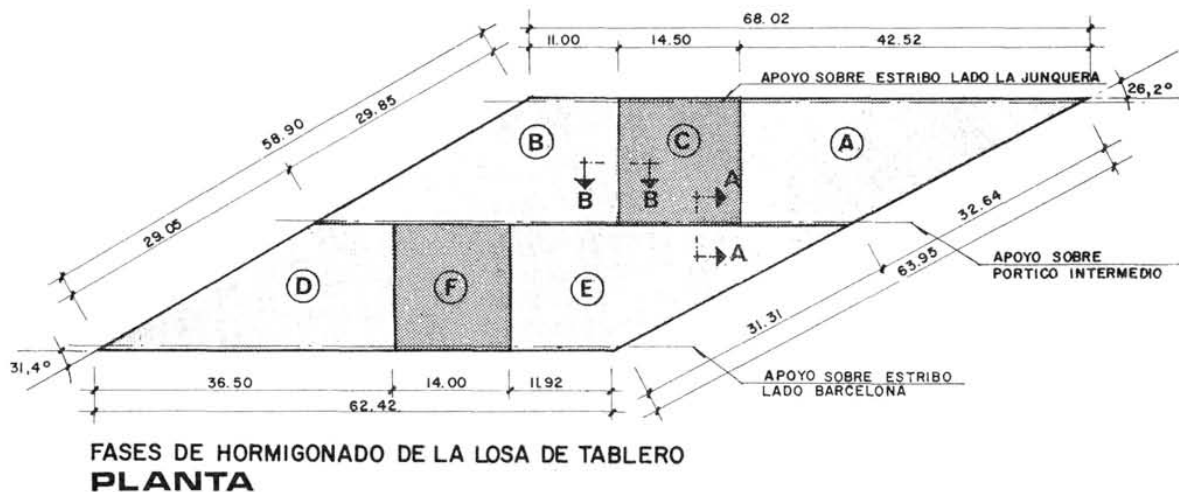
En la figura 5 se aprecia una vista de conjunto de la obra desde un ángulo agudo del tablero. En primer término, el encofrado sin armaduras; en el centro, colocación de ferralla, y, al fondo, pueden verse las plumas de las dos bombas efectuando ya el hormigonado de la primera zona. La figura 6 muestra un detalle del hormigonado.

Se dispuso una cimbra en la totalidad de la superficie del tablero, ocupando la calzada existente de la Carretera Nacional, siendo preciso desviar ésta. Ello no representó inconveniente, ya que pudo aprovecharse como desvío provisional una carretera que discurría sobre un puente antiguo existente sobre un pequeño río cercano que era necesario cruzar (fig. 7).

Armaduras de la losa de tablero

Las armaduras se proyectaron de forma que no se precisasen empalmes por soldadura. La mayor parte de las barras se dispusieron con longitudes de 12 m, de acuerdo con las características normales de suministro, existiendo solapes únicamente en la armadura secundaria, realizados de forma escalonada y lejos de las zonas de máxima tracción.

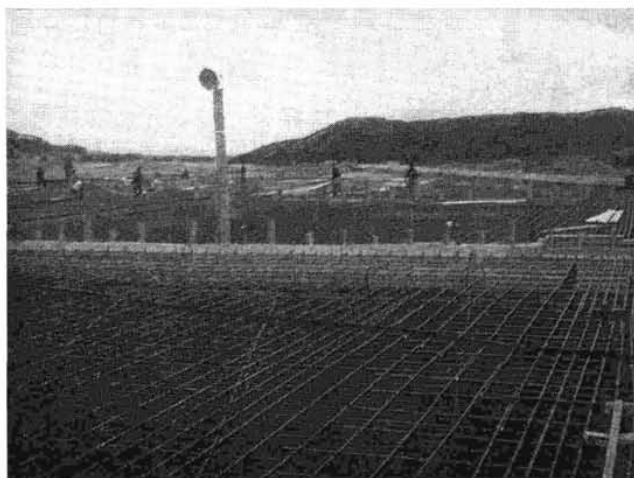
El espesor de la losa era tal, que el hormigón estaba capacitado por sí solo para absorber los esfuerzos cortantes, aún en las zonas más solicitadas. A pesar de ello, se doblaron los



3

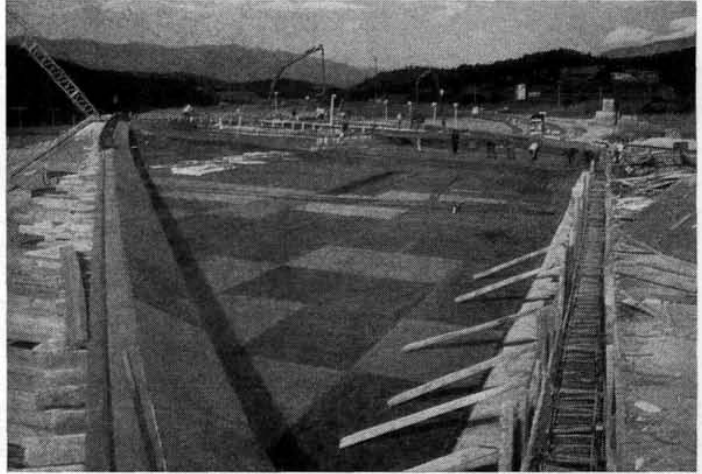
4

extremos de las barras superiores e inferiores de la armadura principal a 45°, con la doble finalidad de alejar su anclaje de las zonas con fuertes tracciones y proporcionar una seguridad adicional frente al esfuerzo cortante (figuras 8 y 9). Las barras levantadas, dispuestas en planos sucesivos, estaban capacitadas para resistir sobradamente el esfuerzo cortante. Tal medida, que no representó apenas aumento en la cantidad de acero, dio gran seguridad, especialmente en las zonas cercanas a los apoyos de los ángulos obtusos.



Sistema de apoyos

Se utilizaron placas de neopreno, dispuestas en línea y formando apoyos prácticamente continuos sobre los estribos y el dintel del pórtico intermedio. La separación relativa entre placas era variable, disponiéndose de forma que la tensión de compresión debida al peso propio fuese idéntica en todas ellas; quedando prácticamente a tope en los ángulos obtusos de apoyo sobre los estribos y en los extremos del pórtico central y separándose gradualmente en el resto de las zonas de apoyo, de acuerdo con la variación de las reacciones verticales.



5

PORTICO INTERMEDIO

En la mediana de separación de las dos futuras calzadas de la Carretera Nacional, se dispuso un pórtico para apoyo de la losa formado por once fustes de sección circular, unidos por un dintel.

Dado el carácter monolítico de la losa de tablero, se desprendió la exigencia de disponer un dintel sin juntas de dilatación, pese a su longitud, del orden de 60 m, siendo necesario tener en cuenta en el cálculo de esfuerzos, la acción debida al acortamiento del dintel como consecuencia de las variaciones térmicas y de la retracción.



6

CIMENTACION

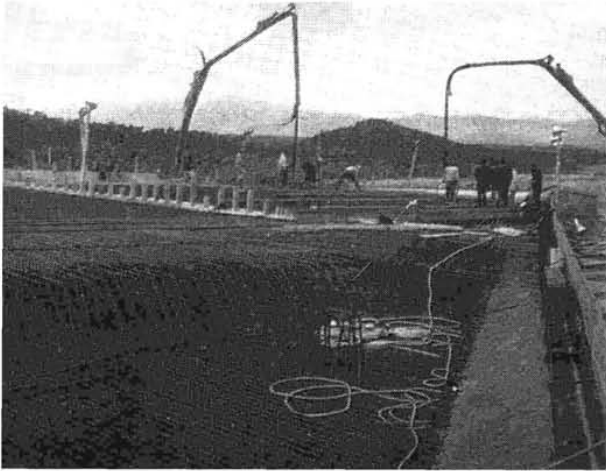
Se dispuso cimentación directa, descansando las zapatas sobre granito con tensiones inferiores a los 5 kp/cm².

7

CALCULO DE ESFUERZOS DE LA LOSA DE TABLERO

Dada la imposibilidad de realizar analíticamente el cálculo de esfuerzos, existían únicamente dos caminos para su determinación: mediante la discretización de la losa en pequeños elementos ficticios, que permitiesen ser analizados con un computador electrónico y el ensayo de carga sobre modelos reducidos.





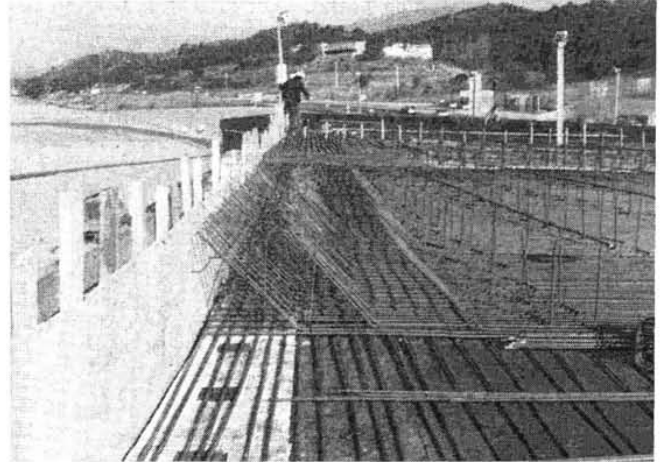
8

Inicialmente se tomaron en consideración los valores dados por la colección de tablas de Schleicher-Wegener «Placas esviadas continuas», obtenidas mediante computador electrónico, aplicando el método de las diferencias finitas, con comprobación experimental mediante modelos elásticos realizados con aluminio.

La reconocida categoría de los autores del trabajo y la difusión y el empleo de las tablas por numerosos proyectistas, fue motivo suficiente como para aceptar inicialmente los valores de la tabulación y permitir un estudio de las armaduras de la losa proyectada, no sin antes haber establecido ciertas hipótesis conservadoras para asimilar las dimensiones relativas de la losa real a la correspondiente placa virtual de la citada tabulación.

Dada la necesidad de obtener esfuerzos en puntos singulares no suministrados por la tabulación, así como el hecho de haberse adoptado en los ensayos el aluminio, con un módulo de Poisson igual a 0,34, siendo en realidad en el hormigón 0,20, se estimó imprescindible la realización de un ensayo sobre modelo reducido que pudiese proporcionar correctamente la información requerida para este caso concreto.

Otro procedimiento útil para la determinación de esfuerzos hubiese sido el análisis mediante computador por el método de los elementos finitos. Dada la necesidad de realizar el proyecto en escaso tiempo y al no disponer en aquellos momentos de un programa puesto a punto, no fue posible su realización.



9

ENSAYO SOBRE MODELO REDUCIDO DE LA LOSA DE TABLERO

Se resumen a continuación los detalles de mayor interés del ensayo. El trabajo fue realizado íntegramente en el Institut für Masivbau de la Universidad Técnica de Munich.

El modelo

El modelo se construyó a escala 1:50, reproduciendo las características geométricas del tablero, tanto en planta como en cuanto a su espesor (fig. 10). El modelo estuvo durante todo el tiempo de ejecución del ensayo en un recinto climatizado con una temperatura constante de 20° y una humedad relativa del aire de 55 % aproximadamente.

Debido a la imposibilidad práctica de constituir apoyos lineales continuos, se dispusieron a lo largo de cada una de las líneas de apoyo, once aparatos alineados contruidos de la siguiente forma: Cada cilindro de apoyo, pegado en la parte inferior de la losa, descansaba sobre una bola, existiendo, por tanto, posibilidad de giro en todas direcciones (figura 11). En el apoyo central y en uno de los apoyos laterales se sustituyeron las bolas por anillos de medida (fig. 12) a fin de determinar con toda precisión la distribución de las reacciones de apoyo a lo largo de las líneas de soporte. Cada anillo metálico, de gran rigidez, estaba provisto de cuatro extensómetros, con lo que se deducía automáticamente la carga que sobre él incidía, sin que sus deformaciones propias acusasen un descenso

apreciable en la placa. Con ello, las condiciones teóricas de apoyo no se alteraban y, por tanto, no aparecían esfuerzos parásitos en la placa debidos a asientos.

A fin de evitar el levantamiento de la placa en los puntos de apoyo, así como para la obtención de las reacciones de apoyo negativas, se realizó el tensado de los aparatos de apoyo contra la bancada donde se apoyaba el modelo, mediante unos dispositivos provistos de unos muelles. El ensayo se realizó posteriormente a la puesta en tensión de los apoyos, con lo que la medición no se vio afectada por los esfuerzos parásitos originados inicialmente.

Se colocaron rosetas extensométricas en dieciocho puntos escogidos en la placa del modelo, con el fin de determinar las deformaciones superficiales en tres direcciones y deducir los momentos principales en magnitud y dirección.

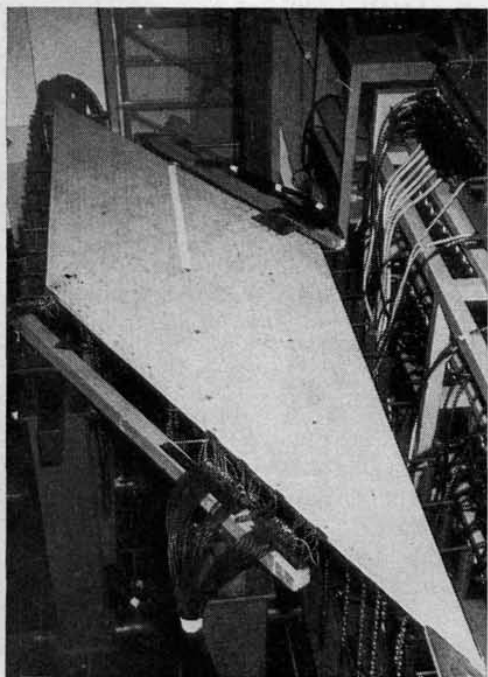
El proceso de medición se realizó con un sistema de registro automático de acuerdo con

el esquema de la figura 13, quedando excluida la posibilidad de errores de lectura y transcripción.

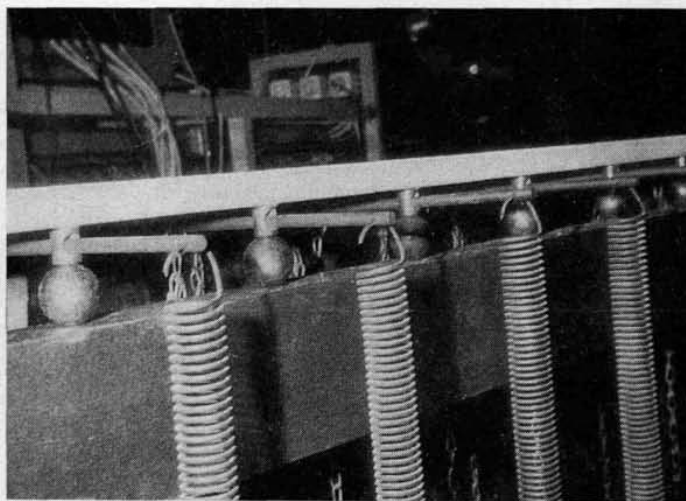
Para evitar casuales errores individuales de medición se efectuó cada caso de carga por duplicado, promediándose los valores resultantes.

Los resultados del ensayo en sus diversos casos de carga quedaban resumidos en un listado, sin necesidad de realizar transcripción manual alguna (fig. 14), reflejándose no solamente las deformaciones superficiales medidas, sino también los momentos asimilables a la obra real en magnitud y dirección, con la deducción de los momentos principales.

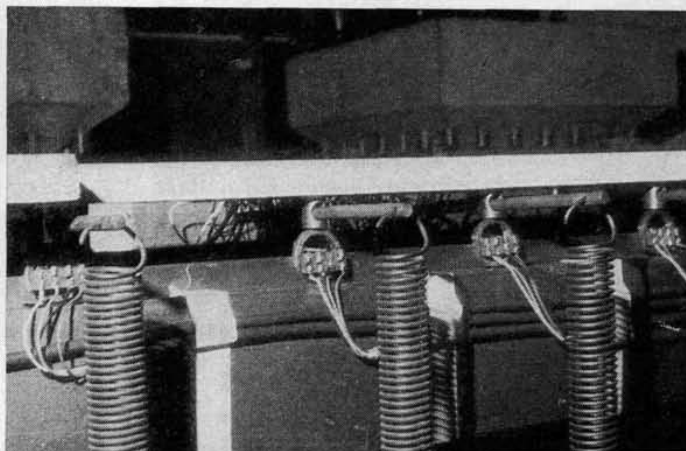
El material escogido para este ensayo fue el yeso, que tenía la especial característica de poseer un módulo de elasticidad transversal igual a 0,215 y, por tanto, similar al del hormigón, siendo esta característica de gran importancia en placas muy esviadas, dada su influencia en la magnitud de los momentos transversales. La carga del modelo se realizó



10

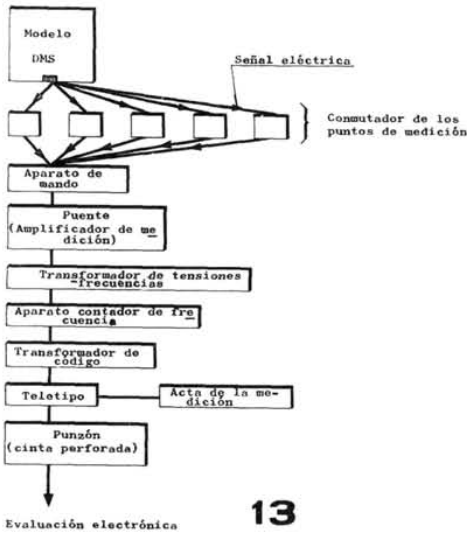


11



12

Instalación
Esquema de medición



13

1425*7203L-1RT-01RH MIDDLE IFE 21 16.11.74 LRL WENCHEN TR440 152021

CAMERON Y PUERTOS, S. A. MADRID - SPANIEN
BÜHLLERTUCHI SCHIEFE ZWEIFELBRÜCKE

BERECHNUNG DER MOMENTE

PKT	LF	X MP/M	Y MP/M	Z MP/M	M1 MPH/M	M2 MPH/M	M3 ALTRAO	M4 MPH/M	M5 MPH/M	M6 MPH/M
1	GL1	-8,218	-79,723	-24,208	+0,793	-87,148	162,95	-81,655	+0,287	-21,076
1	GL2	0,728	23,258	74,810	25,879	-1,715	72,653	74,028	+0,244	0,558
1	GL12	-0,767	-55,215	-10,170	-1,852	-60,131	163,12	-50,340	-9,643	-14,373
1	GL	-7,430	-50,457	-10,398	-2,507	-61,450	163,10	-57,028	-6,331	-14,818
1	GLE1	-7,129	-55,841	-10,277	-2,179	-60,791	163,11	-56,993	-6,987	-14,445
1	RL11	-1,035	-9,557	-3,387	0,174	-10,730	160,81	-10,277	-0,335	-2,360
1	RL12	0,072	0,364	0,453	0,359	0,081	78,67	0,325	0,115	0,090
1	RL21	0,152	0,111	0,097	0,244	0,070	136,75	0,077	0,237	0,034
1	RL22	-0,173	-0,211	-0,171	-0,075	-0,309	138,35	-0,201	-0,273	0,042
1	RL	-0,913	-0,563	-3,350	0,243	-10,690	161,10	-10,158	-0,280	-2,356
1	RLS	-0,924	-0,253	-3,542	0,378	-10,560	159,82	-10,127	-0,055	-2,133
1	PL	-0,914	-9,441	-3,440	0,319	-10,624	160,40	-10,141	-0,173	-2,245
1	SL 1	-1,539	-23,959	-6,931	1,041	-26,540	162,19	-24,459	-0,340	-6,410
1	SL 2	-1,378	-10,840	-6,901	0,963	-22,201	161,47	-21,008	-0,032	-4,123
1	SL 3	-0,340	-2,774	-0,924	-0,030	-3,094	161,45	-2,937	-0,188	-0,677
1	SL 4	0,233	0,093	0,370	0,548	-0,251	38,85	0,459	-0,102	-0,251
1	SL 5	0,174	0,077	0,173	0,277	-0,100	40,86	0,248	-0,207	-0,117
1	SL 6	0,110	0,011	0,000	0,110	0,011	180,00	0,038	0,083	-0,344
1	SL 7	0,071	0,093	0,032	0,112	0,042	140,98	0,042	0,112	0,072
1	SL 8	0,094	0,032	0,004	0,044	0,022	170,78	0,025	0,041	-0,008
1	SL 9	-0,018	-0,038	0,029	0,015	-0,071	28,41	-0,019	-0,247	-0,035
1	SL10	-0,012	-0,037	-0,010	-0,004	-0,045	153,94	-0,045	-0,005	-0,004
2	GL1	16,245	5,118	18,148	70,502	-17,140	30,26	51,086	2,277	-16,397
2	GL2	-12,470	7,674	-8,215	10,597	-15,413	109,59	-15,271	0,408	12,487
2	GL12	14,834	11,774	29,016	54,568	-7,900	34,14	44,070	2,598	-23,357
2	GL	15,755	12,771	29,944	56,333	-7,787	34,51	45,864	2,682	-23,700
2	GLE1	15,324	12,213	29,475	55,450	-7,843	34,33	44,967	2,640	-23,529

14

de tal forma que las tensiones máximas en el yeso eran del orden del 50 % de la carga de rotura.

Casos de carga estudiados

Se estudiaron por separado los siguientes casos de carga:

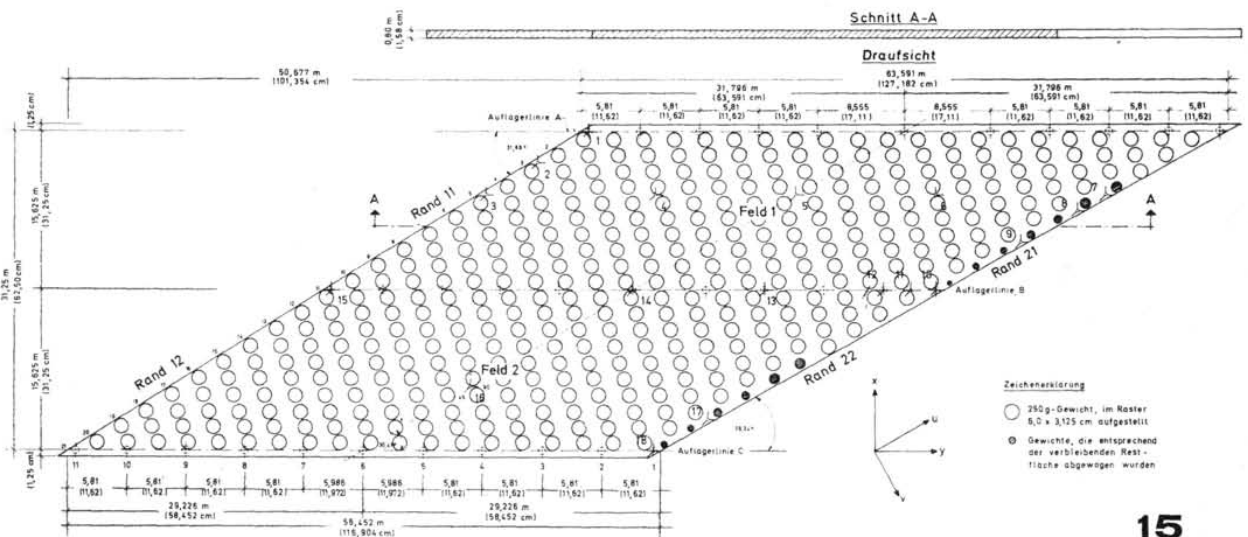
- Carga uniforme debida a peso propio (figura 15).

— Carga en los bordes libres (aceras y barandillas situadas en voladizos) (fig. 16).

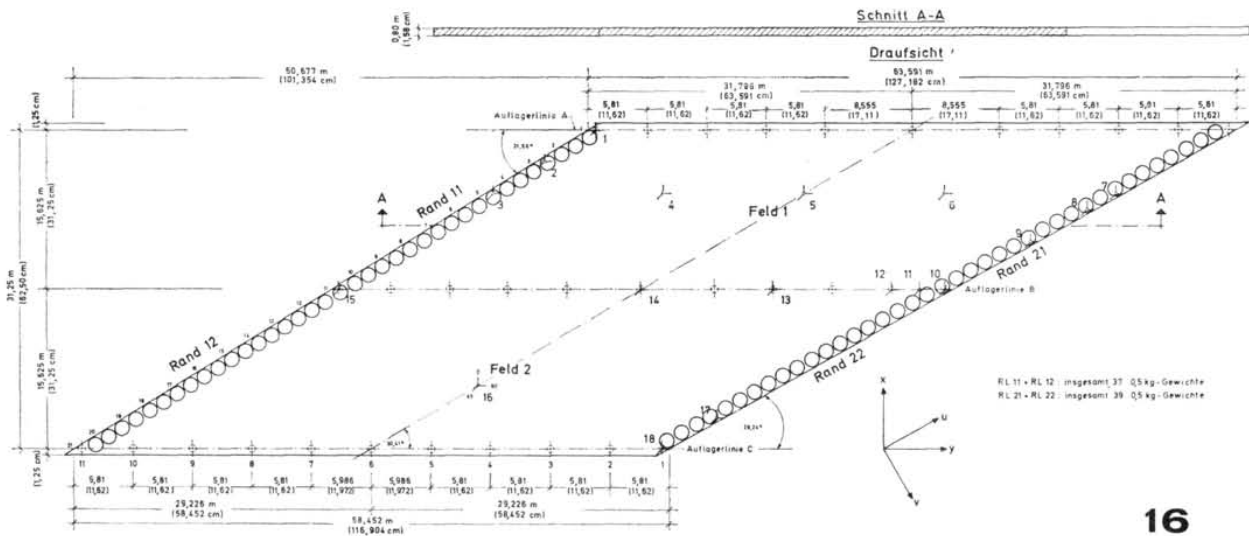
— Sobrecarga uniformemente repartida (0,4 Mp/m²) dispuesta parcialmente en la posición más desfavorable, de acuerdo con la Instrucción Española.

— Carro de 60 Mp, con determinación de la posición más desfavorable para cada uno de los puntos estudiados (fig. 17).

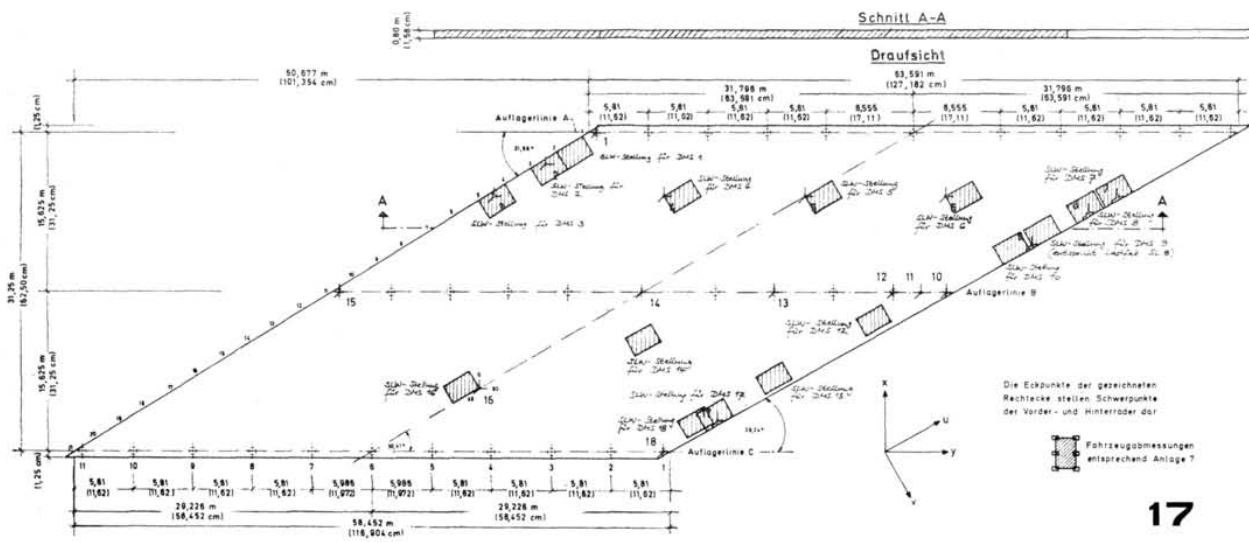
El carro de la Instrucción Española se reprodujo exactamente en cuanto a las dimensio-



15



16



17

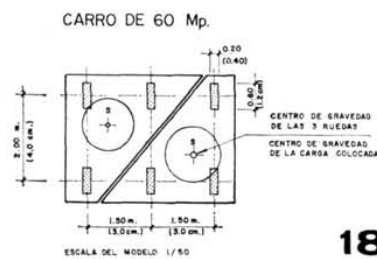
nes de las ruedas, así como la carga incidente en cada una de ellas, cuya exactitud quedaba asegurada por el esquema estático descrito en la figura 18.

El registro realizado por computador permitió la valoración inmediata de momentos y reacciones de apoyo para cada caso de carga, con la determinación de los valores máximos para la combinación más desfavorable de sobrecargas.

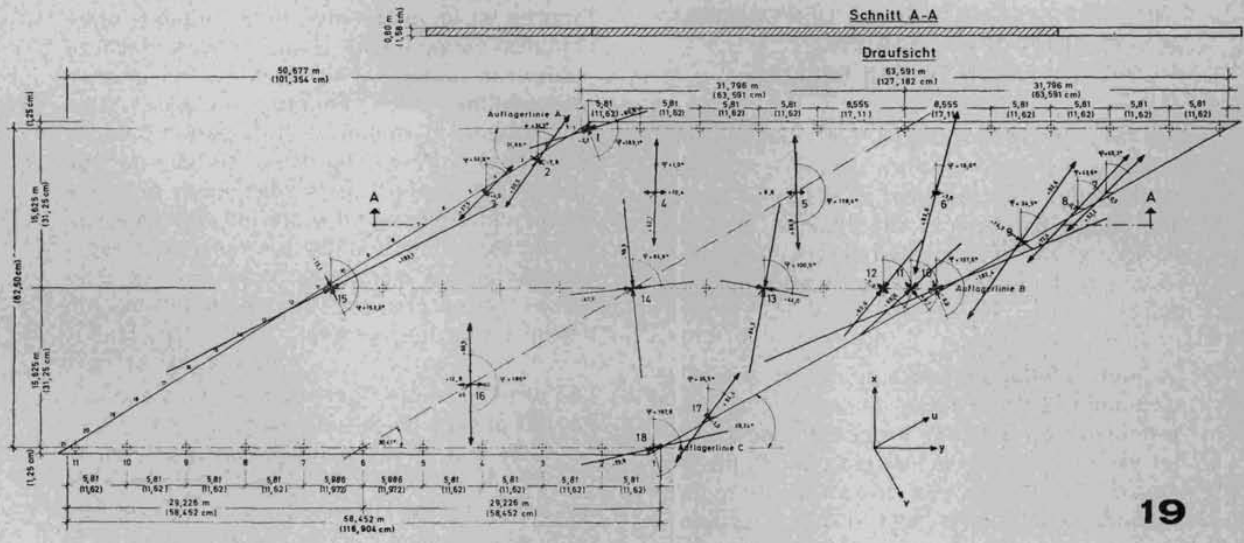
En la figura 19 se representan los momentos principales debidos al peso propio del tablero, y en la figura 20 los diagramas de reacciones de apoyo para el mismo caso de carga.

Pruebas de equilibrio

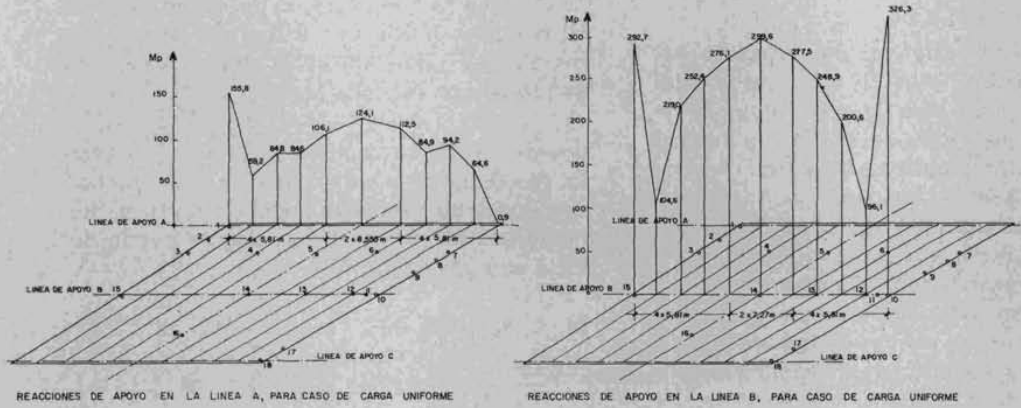
La comprobación de la exactitud de los aparatos de medida fue realizada mediante las siguientes pruebas estáticas:



18



19



20

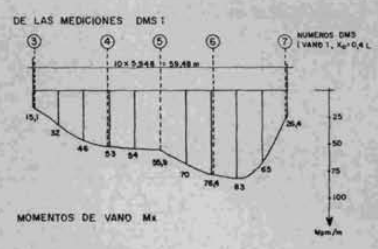
1.º Al existir cinco puntos de medida dispuestos sobre una línea paralela a un apoyo y situada en el centro de un vano, a una distancia x_0 del borde, se podía deducir el momento M_x de vano de los cinco valores dados por el modelo (fig. 21) para carga uniforme, representado por la superficie comprendida entre la curva y el eje de abscisas, siendo q la carga uniforme y A la suma total de las reacciones de apoyo, el momento de vano debía cumplir la igualdad:

$$M_x = A \cdot x_0 - \frac{q \cdot x_0^2}{2}$$

La realización de esta prueba de equilibrio, que permitía verificar conjuntamente el sistema de extensómetros para la determinación de momentos y los anillos de

medición para reacciones de apoyo, arrojó diferencias inferiores al 1,7 %.

2.º Para cada uno de los casos de carga (carga uniforme, carga en bordes libres y carro de 60 Mp) se verificó la igualdad entre la carga vertical aplicada y la suma de las reacciones de apoyo. Las diferencias observadas estuvieron comprendidas entre el 0,3 y el 1,5 %.



21

CRITERIOS SEGUIDOS EN LA DISPOSICION DE ARMADURAS DEL TABLERO Y COMPROBACION DE LAS MISMAS

Con objeto de conseguir una sencilla elaboración y puesta en obra de las armaduras, se determinó la necesidad de disponer las barras según tres únicas direcciones, evitando de forma absoluta zonas de transición con armadura dispuesta en forma de abanico (figuras 22 a 25).

Se colocó una armadura principal según la perpendicular a la línea de apoyos, materializándose con ello la dirección fundamental del esquema de flexión exigido por la luz mecánica. Se dispuso una armadura de reparto paralela a los apoyos, con lo que el conjunto formado por ambas coincidía sensiblemente en dirección con los momentos principales en la mayor parte de la superficie de la losa.

Existía, finalmente, una tercera armadura paralela a los bordes libres en unas zonas relativamente estrechas, que dada su forma, constituían auténticas vigas de borde embebidas en la losa. Las armaduras principales —superiores e inferiores— que formaban ángulos de 60° con el borde, penetraban en dichas zonas, doblándose verticalmente a 90° al llegar al extremo libre de la losa y tendiendo a unirse entre ambas mediante solapes escalonados (fig. 26). La disposición de las armaduras en dichas zonas constituían un eficaz sistema resistente frente a las fuertes torsiones existentes.

La determinación de las armaduras se realizó teniendo en cuenta conjuntamente los momentos deducidos de la colección de tablas de Schleicher-Wegener y del ensayo sobre modelo reducido, siendo necesario realizar en este último unas ligeras reducciones pos-

teriores en los momentos transversales, obtenidos en la vecindad de los apoyos, dada su naturaleza puntual y su condición de gran rigidez frente a los asientos verticales. Una sencilla consideración estática permitió corregir dichos valores, teniendo en cuenta que los apoyos reales en la obra eran prácticamente continuos y de material elástico. La correspondencia entre los resultados obtenidos en los momentos transversales obtenidos por los dos métodos de determinación de esfuerzos fue notable.

Las armaduras se comprobaron por separado en 190 puntos de la losa, teniendo en cuenta en cada uno de ellos los esfuerzos producidos por la combinación más desfavorable de las sobrecargas. Dicha hipótesis no consideraba la gran capacidad de redistribución de la estructura, puesto que los máximos momentos no existían simultáneamente en todos los puntos, con lo que el grado de seguridad real del conjunto frente a la rotura era muy superior al valor adoptado en la comprobación de las armaduras en cada punto.

La verificación se realizó mediante el método de Wood, que en su caso más general con armaduras formando un ángulo α entre sí, los momentos M_x^* y M_y^* de los que se puede deducir su capacidad mecánica son:

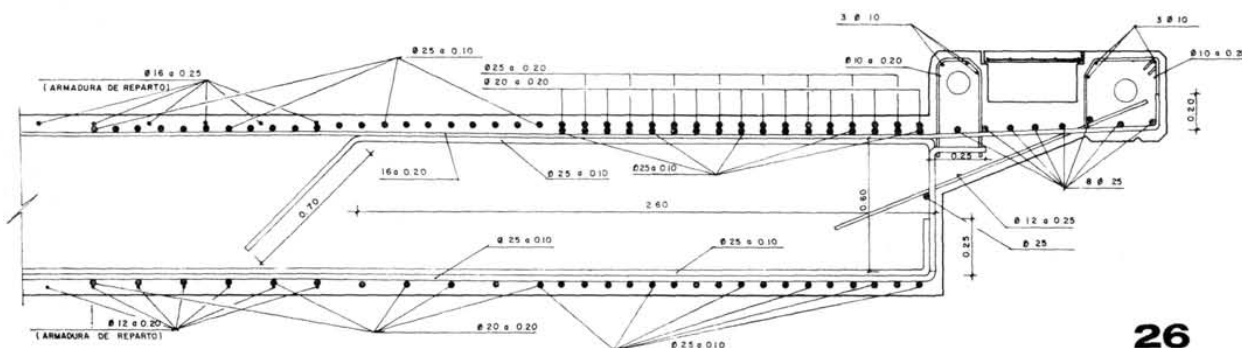
$$M_x^* = M_x - K \cdot M_{xy} - \cotg \alpha (M_y \cdot K - M_{xy})$$

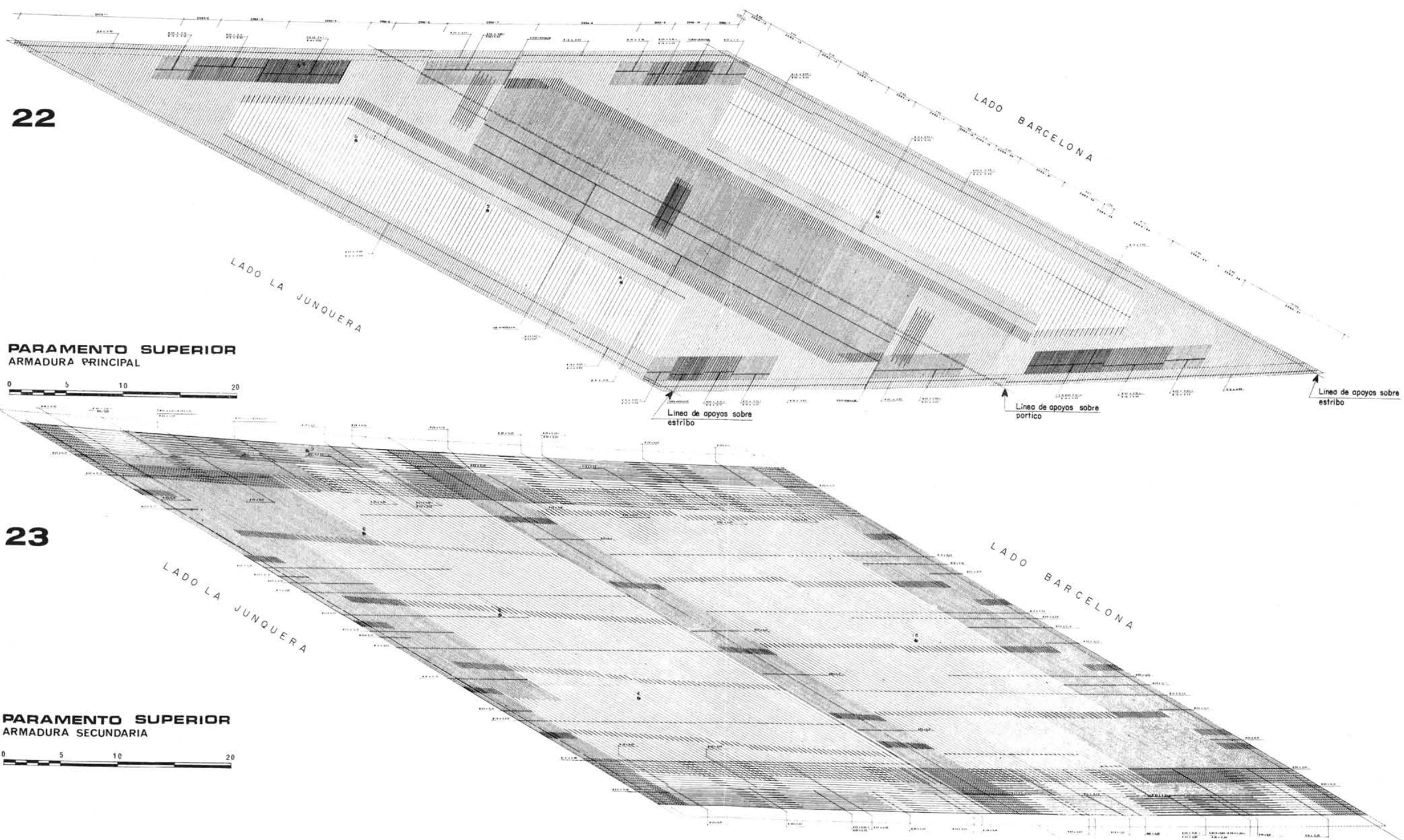
$$M_y^* = \frac{1}{\text{sen}^2 \alpha} \left(\frac{M_y \cdot K - M_{xy}}{\cotg \alpha + K} \right)$$

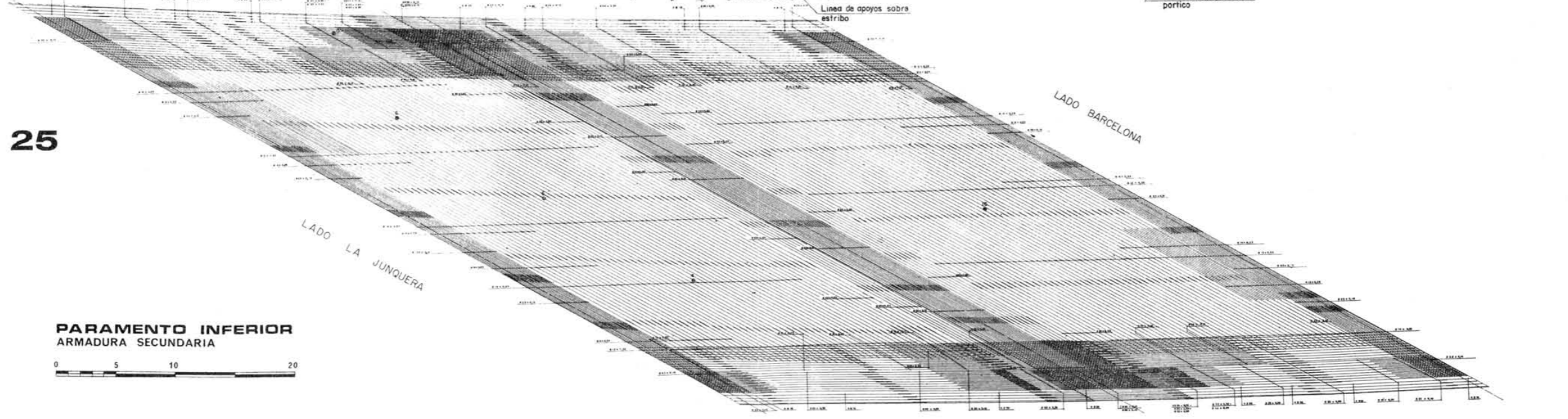
siendo:

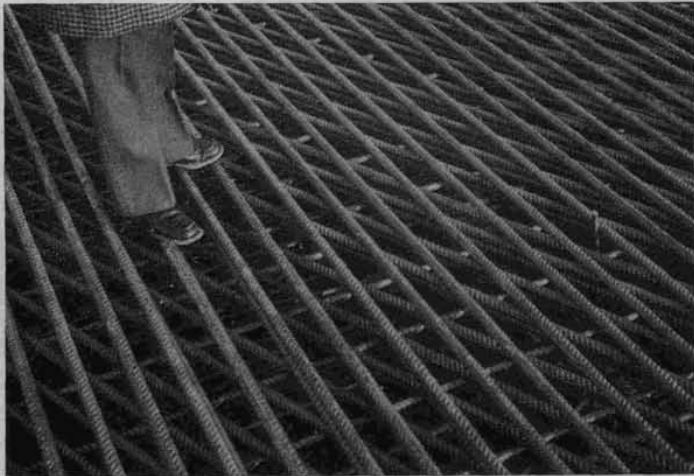
$$\left(\frac{M_{xy} + M_y \cotg \alpha}{\cotg \alpha + K} \right) \leq 0 \text{ para la armadura inferior y}$$

$$\left(\frac{M_{xy} + M_y \cotg \alpha}{\cotg \alpha + K} \right) \geq 0 \text{ para la armadura superior.}$$









27

Al conocerse en cada punto los valores de M_x , M_y y M_{xy} , y determinadas previamente las direcciones de las armaduras, era necesario realizar un cambio de ejes deduciendo un sistema de momentos equivalente, de forma que M_x coincidiese en dirección con una de las armaduras dispuestas. El cálculo realizado con la ayuda de un minicomputador, mediante un sencillo programa elaborado especialmente para este caso, permitió una completa comprobación en todos los puntos de la losa, así como la determinación de la cuantía más económica para cada dirección de armaduras, puesto que había posibilidad, dentro de ciertos límites, de variar en cada punto la cuantía relativa de las armaduras de ambas direcciones de acuerdo con el valor de K escogido.

A pesar de la extraordinaria concentración de armaduras existente en zonas muy localizadas (fig. 27), la cantidad total de acero fue moderada, resultando una media del orden de 90 kg/m^2 de tablero, incluyendo solapes, barras inclinadas y barras verticales auxiliares para soporte de la armadura principal.

TERMINACION DE LA OBRA

Una vez descimbrada la losa de tablero, se efectuaron las correspondientes pruebas, resultando satisfactorio su comportamiento debido al peso propio y a una carga realizada

mediante dos dumper de 35 t colocados de forma que su efecto era similar al vehículo de la Instrucción Española.

Durante el descimbrado existió la oportunidad de inspeccionar detenidamente toda la superficie del intradós, comprobándose, a simple vista, la inexistencia de fisuras.

El puente fue construido en su totalidad en siete meses, transcurriendo tres meses desde el principio de la colocación de la cimbra hasta la terminación del tablero. La puesta en servicio se realizó en junio de 1975. Las figuras 28 y 29 muestran la obra terminada.

COLABORACIONES

El proyecto, realizado por el autor del presente artículo, fue llevado a cabo en la Sección de Proyectos de la empresa Caminos y Puertos, S. A., debiéndose destacar la eficaz colaboración de D. Benito Campos, D. Luis A. Serrano Blanco y D. José J. Torres.

El ensayo sobre modelo reducido de la losa de tablero fue encargado a la Universidad Técnica de Munich, en el Institut für Masivbau que dirige el Profesor Herbert Kupfer, siendo realizado por los Dipls. Ings. Daschner y Wurm. Es necesario mencionar el hecho de que el plazo de la obra limitó considerablemente el tiempo disponible para el estudio.



28

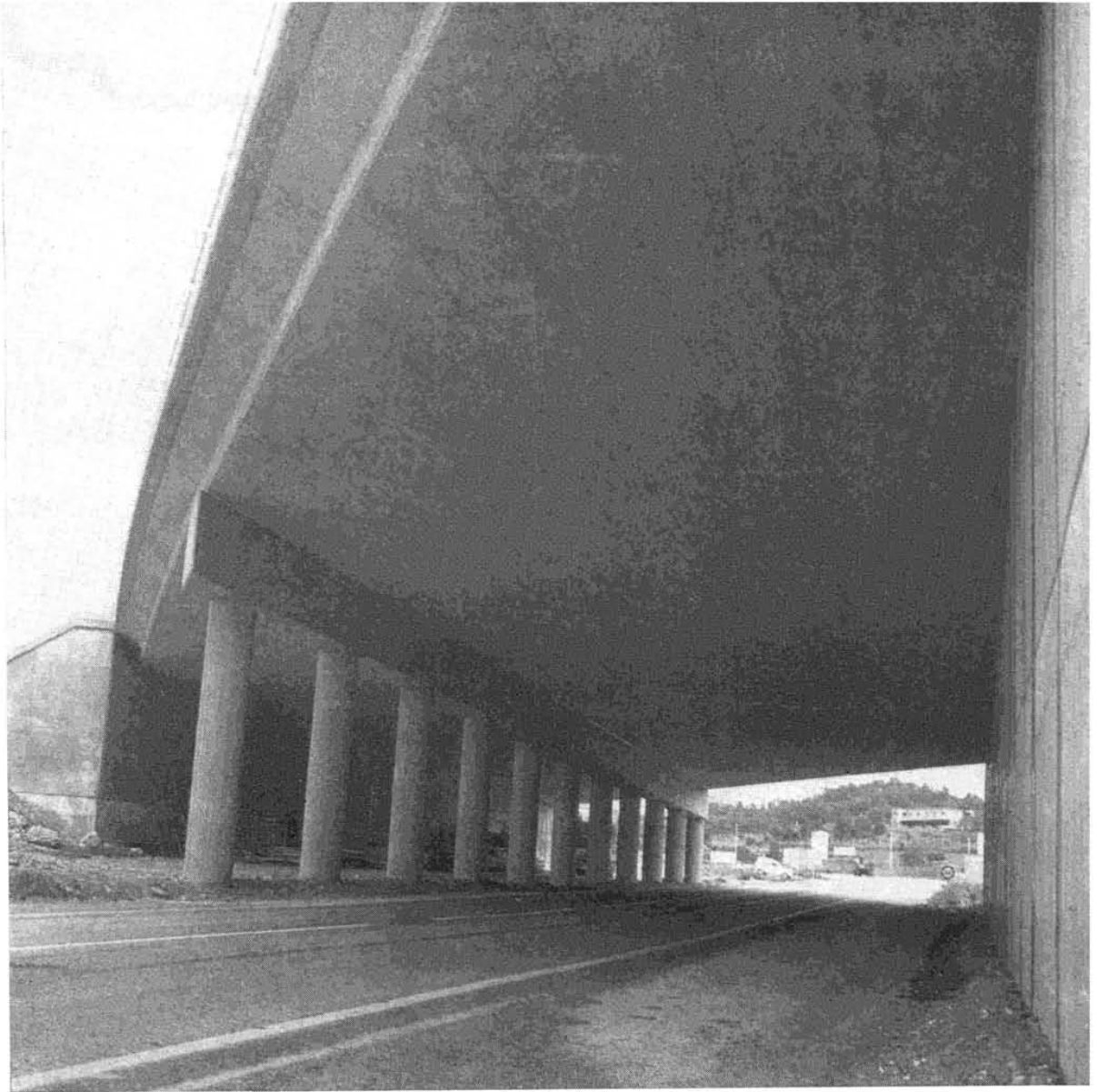
Gracias a la preparación técnica y organización del Laboratorio, junto con el especial interés y dedicación del Sr. Wurm, fue posible la realización del trabajo en menos de cuatro semanas, transcurridas desde la formulación del encargo, hasta la conclusión del informe con los resultados.

Debemos agradecer la excepcional intervención del Profesor Hubert Rüsck, quien se interesó vivamente por el tema y cuyos comentarios y observaciones constituyeron sabias enseñanzas aplicables a la obra, brindándose además amablemente a canalizar los trabajos del ensayo mediante sus directrices, de acuerdo con la idea perseguida y haciendo posible su eficaz realización en tan corto espacio de tiempo.

La Compañía Autopistas del Mediterráneo Concesionaria Española, S. A., bajo la dirección técnica de D. Juan M. Compte, nos dio la oportunidad de presentar el proyecto y autorizó la construcción de acuerdo con la solución propuesta. La supervisión de la obra

quedó a cargo del Subdirector técnico, D. Joaquín Hernández, y del Ingeniero encargado, D. Antonio Chordá, de IBERING, entidad que desarrollaba la Dirección de Obra. Además de los controles normales de la obra, AUTOPISTAS estimó oportuno realizar una exhaustiva comprobación de los esfuerzos reales de la losa de tablero a través de la medición de deformaciones superficiales del hormigón en numerosos puntos del intradós. El trabajo, cuya dirección fue encomendada al Profesor D. José Antonio Torroja, sirvió como prueba de carga del puente, con resultados satisfactorios, como ya se ha mencionado anteriormente.

La obra fue ejecutada por la empresa Caminos y Puertos, S. A., actuando como Director de Construcción D. José Ramón Castelló. Intervino como Ingeniero Jefe de Obra D. Miguel Rodríguez, colaborando eficazmente con él D. Ricardo Castro. Deseamos expresar nuestro agradecimiento a todas las personas que han participado en la construcción, por el especial entusiasmo aportado y por su gran sentido de la colaboración.



29

résumé

Pont de l'autoroute de Barcelone-La Junquera - Espagne

José Antonio Llombart,
ingénieur des Ponts et Chaussées

La construction de l'autoroute Barcelone-La Junquera a exigé la réalisation d'un pont sur la Route Nationale (CN-II, km 773), au nord de Figuières (Géronne). Les caractéristiques géométriques spéciales imposées par l'intersection des deux voies de circulation et la conjonction favorable d'une série de facteurs, ont déterminé l'adoption d'une solution singulière visant à procurer certaines qualités fonctionnelles, économiques et esthétiques qui rarement peuvent être assurées simultanément dans cette sorte d'ouvrages.

summary

Bridge on the Motor Road Barcelona-La Junquera - Spain

José Antonio Llombart, civil engineer

With the construction of the motor road Barcelona-La Junquera it has become necessary to build a bridge across the National Highway (CN-II, km 773), north of Figueras (Gerona). The special geometric characteristics caused by the crossing of two roads and the favourable conjunction of various factors, have lead to a unique solution that provides both functional, economical as well as aesthetic qualities, a combination rarely to be found in constructions of this type.

zusammenfassung

Brücke auf der Autobahn Barcelona-La Junquera - Spanien

José Antonio Llombart, Zivilingenieur

Der Bau der Autobahn Barcelona-La Junquera hat es erforderlich gemacht, eine Brücke über die Reichsstrasse (CN-II, km 773), nördlich von Figueras (Gerona), zu konstruieren. Die besonderen geometrischen Kennzeichen, durch die Kreuzung von zwei Verkehrsstrassen und eine vorteilhafte Vereinigung einer Reihe Faktoren entstanden, haben zu einer einmaligen Lösung geführt, in der funktionale, ökonomische und ästhetische Eigenschaften, die selten in Bauten dieser Art zur gleichen Zeit vorhanden sind, vereinbart sind.