

viaducto de la Magliana - Italia

RICCARDO MORANDI, Prof. ingeniero

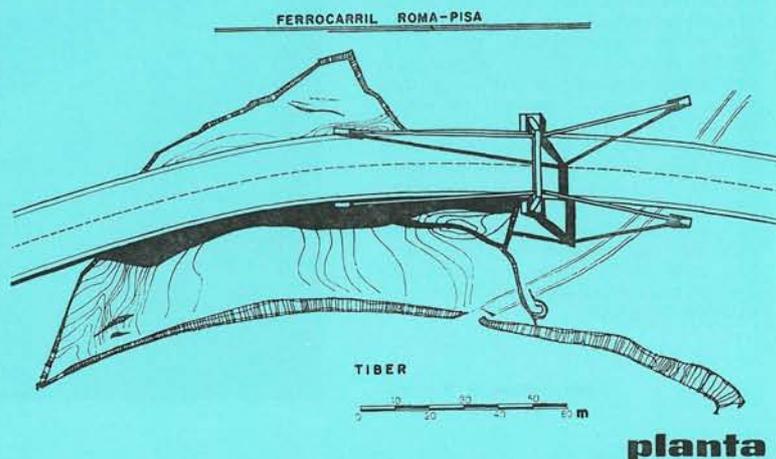
La autopista Roma-Aeropuerto de Fiumicino, correspondiente a la terminal hacia Roma, recorre un tramo cenagoso del Tíber, entre la colina de la Magliana y el río, en especiales y difíciles condiciones, agravadas por el hecho de que el terreno antes citado está ocupado ya en parte por la vía férrea Roma-Pisa.

La resolución de este delicado problema, es decir, del paso de la autopista en esa difícil zona, ha obligado a la construcción de una importante obra de arte de hormigón, una parte de la cual reviste caracteres excepcionales, ya que excepcional es también el estado del lugar de esa travesía.

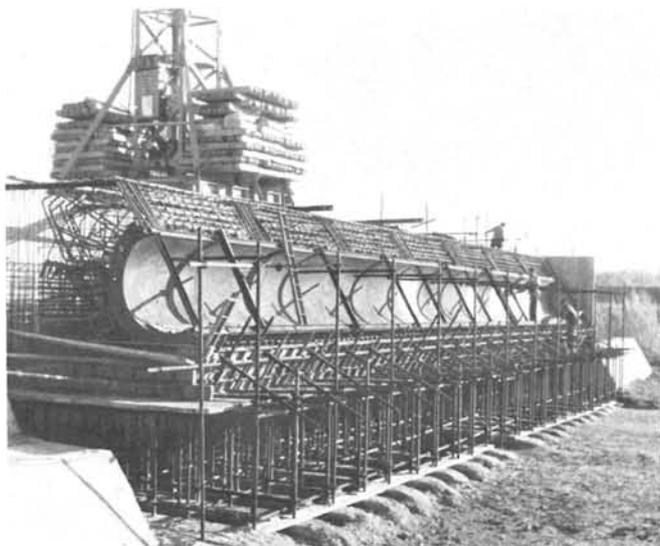
sinopsis

562-112

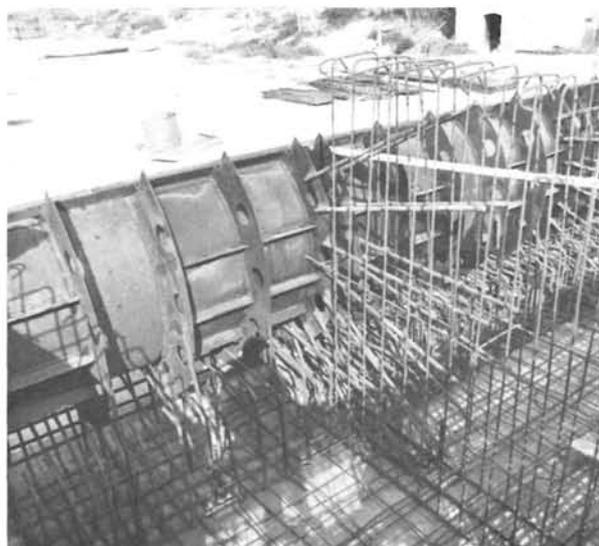
Este artículo trata de la construcción de una interesante obra de arte e ingeniería en la autopista Roma-Aeropuerto de Fiumicino, que salva, inteligente y adecuadamente, múltiples problemas de todo tipo: terrenos cenagosos constituidos por materiales de aluvión de origen fluvial con predominio de limos, penuria de espacio, dado que parte de la zona está ocupada por la vía férrea Roma-Pisa y, por tanto, la carretera y el ferrocarril discurren casi juntos, etc. El autor explica minuciosamente la sabia solución adoptada, como consecuencia del profundo estudio de los casos planteados.



73



Preparación de la parte cóncava de la rótula.



Vista del dorso de la parte cóncava de la rótula.

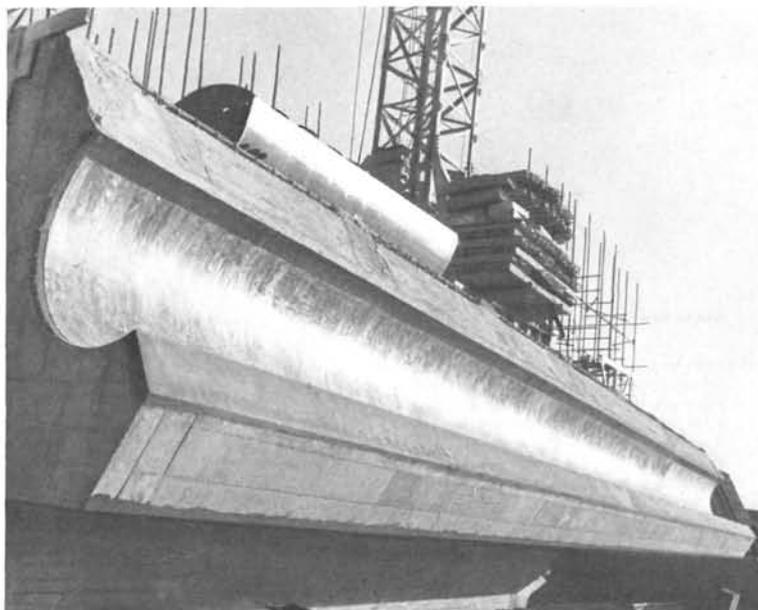
La llamada autopista Roma-Aeropuerto de Fiumicino comienza en las proximidades de la orilla derecha del río Tíber y en correspondencia aproximada con la parte derecha del actual puente de la Magliana.

A los 3 km de su iniciación atraviesa, a lo largo de unos 1.000 m, una estrecha faja definida por la orilla derecha del Tíber y la ladera de la colina de la Magliana, faja ya ocupada, en parte, por la vía férrea de Roma-Pisa. Por tanto, la autopista y la vía férrea van casi juntas obligadas por el río y la colina.

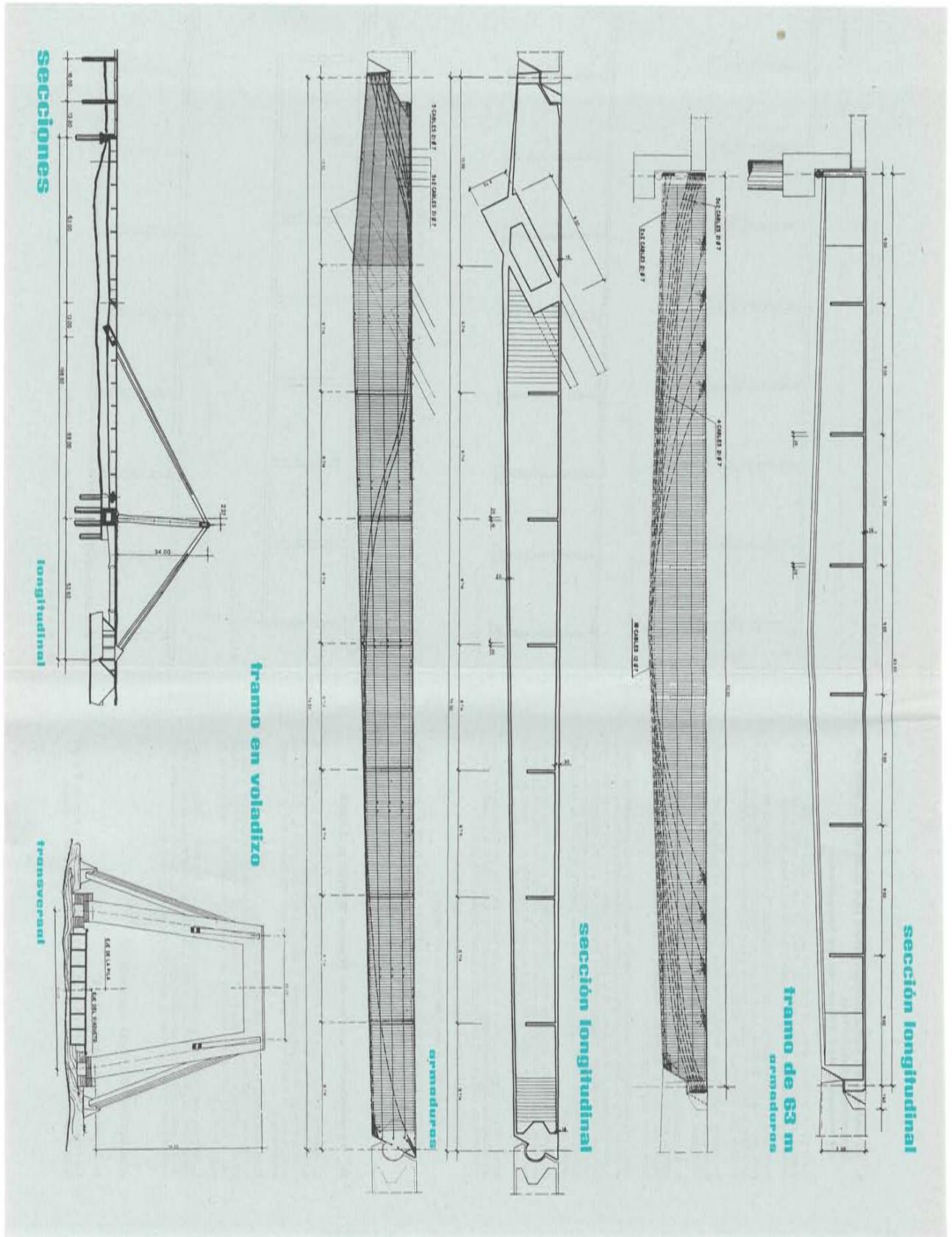
Después de este paso, la carretera recorre una zona casi llana que acaba en el Aeropuerto de Fiumicino.

Mientras a continuación se exponen todas las dificultades encontradas para resolver el problema de hacer pasar la autopista por dicha faja estrecha entre el Tíber y la colina de la Magliana, aquí será suficiente aludir al hecho de que la autopista, en todo su trazado, corre sobre un terreno constituido por materiales de aluvión de origen fluvial con estratos superficiales con predominio de limos y arenas fuertemente consolidadas, hasta el extremo de haber obligado a usar una tecnología notablemente elaborada y que conduce al uso de sistemas de drenajes verticales, bancos laterales estabilizantes, etc., etc.

En particular se cita el puente sobre el foso Galería, con tres pilas en terrenos cenagosos, cuyas cimentaciones están representadas por otros tantos cajones celulares «flotantes», los cuales transmiten una carga unitaria del orden de $0,4 \text{ kp/cm}^2$ sobre un estrato superficial de arena de una potencia de menos de 2 m y protegido de los desgastes de obra, debido a la corriente del torrente, por una capa semirrígida de hormigón armado, bordeada en los extremos por una empalizada tipo Larsen, empotrada hasta una profundidad de seguridad en previsión de los citados desgastes.



Parte cóncava de la rótula.



I. El tramo de autopista entre los 2.900 y 3.900 m, correspondientes al recodo del Tiber de la Magliana

Como ya se ha dicho antes, el tramo de la autopista entre los 2.900 y 3.900 m discurre próximo a la orilla derecha del Tiber en una faja estrecha, al pie de la colina de la Magliana, ya en parte ocupada por la vía férrea Roma-Pisa.

Los estudios y las prospecciones nos han diseñado la construcción de un terraplén para salvar el plano y para a fin de evitar que la arena cenicienta pudiera depositarse hacia el río bajo el peso de dicho terraplén, con el consiguiente arrastre de la faja atravesada por la línea férrea.

No pareció conveniente realizar una obra provisional de retención del terraplén hacia el río, dada la importancia prevista, sobre todo por la tendencia a desmenuzarse hacia el río de la zona arenosa.

Se ha decidido que todo el tramo fuese sostenido por un viaducto de hormigón armado con luces de 16 m, con apoyos verticales constituidos por una terna de pylonas sobre arcilla consistente.

Durante la ejecución del viaducto se ha hecho notar que la zona comprendida entre el tramo 2.920 y 3.060, por la particularísima configuración de la capa arcillosa consistente, sobre la cual descansa el estrato de aluvión incoherente, no era apta para ser atravesada por ningún elemento profundo, ya que los estratos horizontales a los cuales será sometido por efecto del movimiento desmoronador en acción habrían alcanzado un notabilísimo valor, sin que pudiera definirse su exacta predeterminación.

Por tanto, se decidió que dicha zona, correspondiente a un tramo de carretera de 140 m, fuera salvada con una única luz libre, por medio de una estructura de hormigón pretensado, cuya altura pudiera ser introducida en el breve segmento interceptado entre el terreno cenagoso y la cota vial (aproximadamente 5 m).

Dicha estructura, que ha sido recientemente ultimada y ha determinado, por tanto, la continuidad del tránsito entre el aeropuerto de Fiumicino y la ciudad de Roma, constituye un viaducto de las siguientes características principales:

- longitud total: 24,20 m entre los extremos del tablero;
- luz teórica: 145 m entre los ejes de los apoyos;
- desarrollo asimétrico: nivel horizontal con sobreelevación transversal consistente del 2,6% de pendiente.

II. El viaducto entre el tramo 2.920 y 3.065

El esquema estático adoptado, proviene del concepto fundamental de reducir la luz de flexión de la viga *A-D*, creando un apoyo suplementario por medio de un sistema especial de suspensión desde lo alto (trante) que, salvando el extremo de la biela *O-E*, va a unirse en *F* gracias a un adecuado contrapeso que se ha creado expresamente.

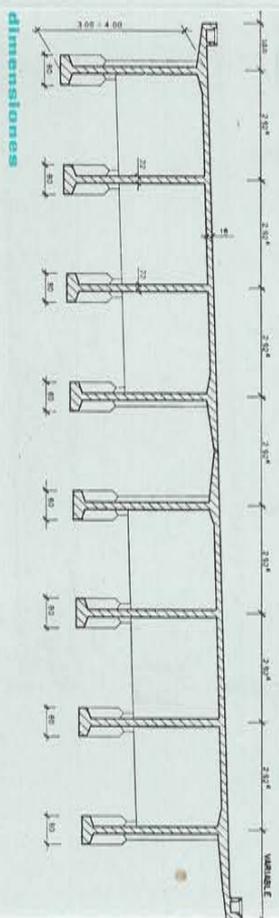
El sistema aporta la notable posibilidad de utilizar, por el tramo *C-D-E* del tablero, el esfuerzo de autocompresión debido a la existencia de la componente, según el eje de la viga, del esfuerzo en el trante *C-O*. El esfuerzo horizontal se comunica a la cota del tablero, mediante estructuras espinalmente comprimidas, tendidas de *E* a *F*.

El sistema, por obra de las charnolas dispuestas en *D-E-F-G*, resulta estáticamente determinado, es decir, indiferente a la falta de uniformidad de los asientos de la construcción. Dicha desuniformidad de los asientos ha sido considerada conceptualmente previsible, dada la naturaleza del terreno de la zona.

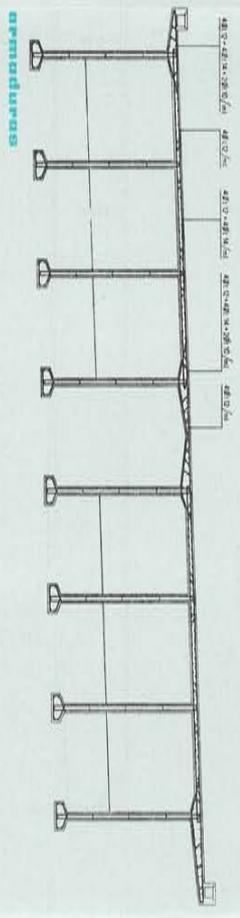
DESCRIPCION DE VARIOS DISPOSITIVOS

- 1) Los elementos de apoyo en *A* y *E*
- Las empalmadas de cruce en *A* y *E* están constituidas por 6 pilotes en *A* y por 20 en *E*, todos de 2 m de diámetro y de una longitud media de 53 metros.

Sección transversal del tramo de 63 m

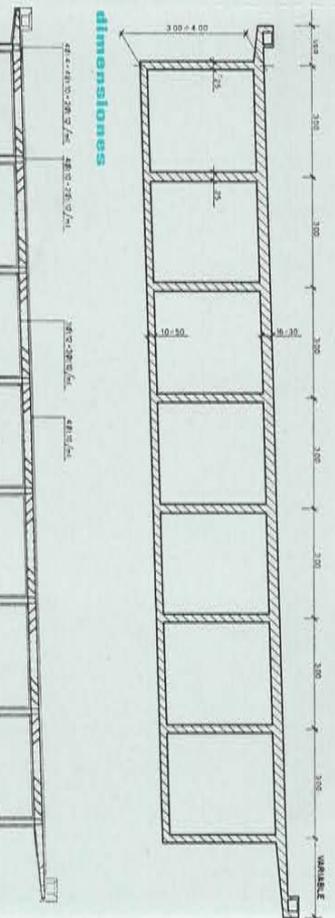


dimensiones

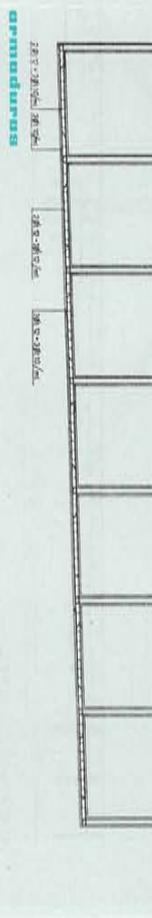


armaduras

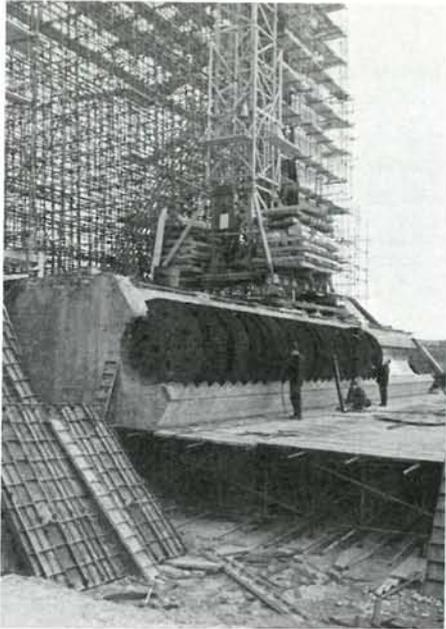
Sección transversal del tramo en voladizo



dimensiones



armaduras



Montaje de la rótula.

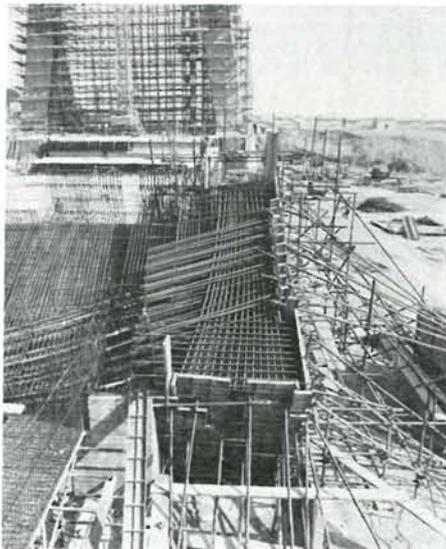
Dispositivo terminal de los tirantes antes de introducir los cables de acero.
Dispositivo de amarre de los tirantes al extremo superior de la antena.

Así, después de haber atravesado una serie de estratos de terreno cuaternario de aluvión incoherente y variadamente intercalado, alcanzan y atraviesan un substrato de arcilla con turba (palustre) más bien plástica y moderadamente consolidada, yendo finalmente a apoyarse sólidamente sobre arcilla gris compacta, que sostiene inmediatamente a un estrato arenoso fosilífero, clasificable en la categoría de «Margas Vaticanas» del Plioceno, caracterizadas por un notable grado de consolidación que, a su vez, se apoyan sobre una capa de arena compacta.

Los pilotes han sido colocados por medio de una máquina rotatoria tipo Salzgitter con circulación inversa del fango bentónico, vertiendo el hormigón con aplicación del método Prepakt.

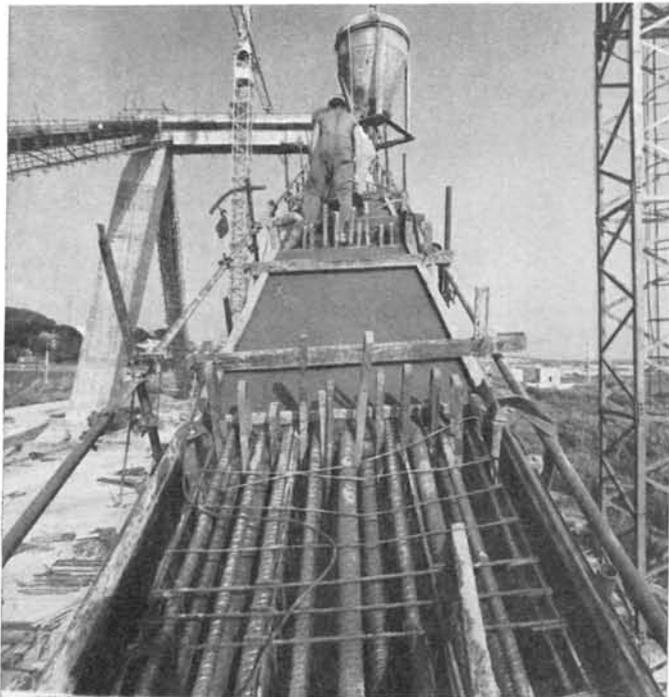
Se han encontrado notables dificultades, a causa de la tendencia a los derrumbamientos en la zona de travesía del banco de gravas y, sobre todo, por el inusitado diámetro de los pilotes, los cuales han sido calculados para una capacidad máxima de carga de 1.300 megapondios.

La ventaja de las empalizadas construidas ha consistido en disponer dos elementos adaptados para repartir sobre ellos, de manera sensiblemente uniforme, las cargas transmitidas por el resto de la estructura. Dichos elementos, de hormigón armado normal, están caracterizados por la notable rigidez necesaria para su función.



Tesado de los cables.

79



Vertido de las vainas de hormigón de los tirantes.

2) La vigería A-B

Estructuralmente, la sección transversal ha sido resuelta mediante dos semipuentes próximos, cada uno constituido por cuatro nervios colocados, entre ejes, a unos 3 m y unidos a la losa del tablero ($S = 16$ cm) y de los travesaños. El canto de los nervios es de 4 m en el plano medio, decreciendo al final a 3 m en correspondencia con los apoyos. El alma tiene un espesor de 22 cm, creciente a 50 cm en la zona del apoyo, ensanchándose en las zonas inferiores para constituir el engrosamiento 30×80 capaz de acoger los cables del pretensado.

Cada nervio ha sido precomprimido por 18 cables formados por 21 alambres de 7 mm de diámetro, puestos en tensión por medio del sistema «Morandi».

En cuanto a la consideración de los cálculos estáticos, han sido verificados ambos semipuentes próximos, dada la diversa disposición de los nervios portantes en el seno de la sección transversal.

Se ha considerado la presencia simultánea, sobre la carretera, de una columna de cargas militares en movimiento y de dos columnas de autocarros de 12 t, de las cuales una está parada.

Todos los nervios han sido armados en función de las condiciones más desfavorables del cálculo de la repartición transversal de las sobrecargas sobre el carril.

La viga presenta planimétricamente una oblicuidad de cerca de 9° a fin de consentir su inscripción en la curva y al mismo tiempo garantizar la posibilidad de ejecutar los diversos nervios portantes con eje rectilíneo y todos perfectamente iguales.

3) La vigería B-C-D

La vigería, de una longitud total de 74 m, se presenta con una sección en cajón cerrado con losa en el trasdós (espesor 16/30 cm) y en el intradós (espesor de 20 cm) y ocho tabiques verticales de 25 cm de espesor.

La altura es variable: desde un máximo de 400 cm a un mínimo de 300 centímetros.

El pórtico porta-tirantes.



Una serie de traviesas intermedias, y otras en correspondencia con los puntos *C* y *D*, garantizan una notable rigidez a la flexión transversal de la estructura, que se suma, al objeto de la repartición uniforme de las cargas disimétricas, a la gran rigidez torsional propia de la sección en cajón.

La extremidad de la vigería, en la proximidad del punto *B*, resulta perfilada con asiento Gerber para permitir sobre ella el simple apoyo de la correspondiente extremidad *B* de la vigería *A-B*.

La extremidad de la vigería, en la proximidad del punto *D*, presenta una configuración particular apta para crear un vínculo con el resto de la obra, de modo que permita la rotación en el plano vertical mediante un sistema de mecanismo de rotación de factura especial.

Se trata de dos chapas de acero, curvadas según un radio de 0,70 m, de un espesor de 8 mm y provistas cada una, en el exterior, de un revestimiento a base de una lámina delgada de acero inoxidable, y en el interior, de una serie de crestas soldadas de láminas de acero de 6 mm de espesor colocadas entre sí a una distancia de 45 cm, de la cual se distribuye, debidamente soldado, el sistema de las barras de acero, cuya función es la de facilitar la dispersión de tensiones entre la masa de hormigón, habiendo sido dispuestas según las isostáticas relativas.

La vigería ha sido débilmente precomprimida mediante cables corrientes (el grueso de los esfuerzos de compresión nace obviamente de la acción horizontal derivada de la inclinación de los tirantes en el punto *C*), cuyo número ha sido lógicamente incrementado para el tramo en voladizo *B-C*.

El número y el sistema de los cables, todos constituidos por 21 alambres de acero de 7 mm de diámetro, están indicados en la figura correspondiente.

4) *El sistema E-O (antena)*

El sistema de transmisión de los tirantes de suspensión del puente se presenta como una biela, articulada a los extremos en el plano longitudinal, como un bastidor encajado a la base en el plano transversal.

Los puntales tienen, en el plano longitudinal, una anchura variable de 2,20 a 2,80 m y han sido moldurados con el fin de conseguir las mejores características de seguridad frente al fenómeno de inestabilidad elástica.

En el plano transversal su espesor es constante e igual a 4 metros.

El travesaño tiene una sección media de $2,10 \times 4$ y está aligerado por un oportuno vaciado interno.

La articulación de la base de los pilares, en el sentido longitudinal, está realizada por mediación de un alargamiento de la sección de hormigón que aumenta adecuadamente la zona de contacto y el empotramiento del pie de los pilares en una caja de acero de un espesor de 8 mm, oportunamente rigidizado por pletinas y costillas internas soldadas a las paredes y cuyo fondo está perfilado con directrices circulares de 2 m de radio. La base inferior del apoyo en correspondencia con el macizo de cimentación está elaborada del mismo modo, con una lámina curva de 8 mm de revestimiento superior y robustos anclajes en el hormigón sustentante, a fin de consentir una fácil rotación de la parte superior sobre la inferior fija.

El bastidor ha sido calculado para soportar la acción transmitida por los tirantes, el peso propio, la variación térmica y el empuje del viento, considerando este último como actuando sobre los tirantes.

5) *El sistema de los tirantes C-O-F*

Los tirantes están constituidos cada uno por un conjunto de 76 cables de 12 cordones y 36 cables de 4 cordones de media pulgada, de acero de altísima resistencia, envueltos en una vaina de hormigón precomprimido subdivididos en dos partes, de secciones variables, con el fin de disminuir su rigidez a la flexión.

6) *Los pontones E-F*

Los elementos que determinan la transmisión de las acciones horizontales mutuas y su equilibrio, aplicadas en *E* hacia *F* y en *F* hacia *E*, están representados por dos pontones de hormigón de dimensiones 200×400 cm, a lo largo de los cuales, y precisamente en los puntos *E'* y *E''*, han sido ejecutadas otras dos articulaciones con caja, que dejan indiferentes a los mismos pontones (entre ciertos límites) a las eventuales heterogeneidades de los asientos de la cimentación en *E* y en *F*.

7) *Los cajones de anclaje F*

Los tirantes procedentes de la antena van a anclarse en dos elementos constituidos cada uno por un cajón celular de hormigón armado, relleno de material inerte de peso específico conocido. En particular, tales elementos están formados por una robusta viga de cajón central —con dimensiones externas de 5×9 m y a la cual se une el cabrio de cierre del tablero— y por diez nervios transversales de 50 cm de espesor y canto decreciente de 9 a 3 m que se anclan a ella sosteniendo la placa de 50 cm que constituye el fondo del cajón y las paredes laterales de 30 centímetros.

Al fijar la importancia del contrapeso se ha tenido en cuenta, además del máximo esfuerzo hacia arriba, ejercido por el tirante en carga, el eventual empuje hidrostático debido a una elevación de nivel por crecida de las aguas del Tiber.

Las secciones de hormigón armado han sido verificadas para las condiciones más desfavorables de carga, incluso para una condición excepcional de sollicitación que es aquella al límite de la elevación del cajón hacia arriba por una colocación que sea incrementada hasta absorber el margen existente en ejercicio. Sólo en tal caso, el grado de seguridad resultará efectivo, siendo los elementos constituyentes del cajón en grado de absorber la sollicitación de flexión, cortante y torsión hasta el límite del equilibrio.

III. Los materiales empleados y su máxima sollicitación de ejercicio

Para la realización de la obra han sido empleados los siguientes tipos de hormigón:

1. Hormigón compuesto con 500 kg de cemento, tipo 730, por m³ de mezcla inerte seca, para los pilotes de cimentación de gran diámetro.
2. Hormigón compuesto con 300 kg de cemento, tipo 600, por m³ de mezcla seca, para la estructura de cimentación: $R_c 28 = 250 \text{ kp/cm}^2$.
3. Hormigón compuesto con 400 kg de cemento, tipo 730, por m³ de mezcla inerte seca, para la estructura del tablero, la antena, las vainas de los tirantes y los pontones: $R_c 28 = 480 \text{ kp/cm}^2$.

Los aceros empleados para la armadura del hormigón son los siguientes:

- a) Acero Aq. 50 para la armadura de los pilotes de la estructura del lado de Fiumicino y de los pilares de la antena.
- b) Acero de adherencia mejorada GS/4.400 o similar para la restante estructura.

Han sido, además, empleados, para el pretensado de la estructura o para constituir los tirantes, aceros «armónicos»* de altísima resistencia ($R = 170 \text{ kp/mm}^2$) del tipo de cables de 21 alambres de 7 mm de diámetro o bien en cordones de $\frac{1}{2}$ pulgada de diámetro, constituidos cada uno por 7 alambres de 4,20 milímetros de diámetro.

Para las diferentes estructuras, las sollicitaciones máximas de ejercicio han sido calculados los valores siguientes:

- a) Viga pretensada de 63 m:

— en el tiempo 0	}	$\sigma_c = 192,4 \text{ kp/cm}^2$
		$\sigma_a = 12.000 \text{ kp/cm}^2$
— en el tiempo infinito	}	$\sigma_c = 153,5 \text{ kp/cm}^2$
		$\sigma_a = 9.000 \text{ kp/cm}^2$
— acero adherencia mejorada		$\sigma_f = 2.200 \text{ kp/cm}^2$
- b) Voladizo pretensado de 74 m:

— en el tiempo infinito	}	$\sigma_c = 153,8 \text{ kp/cm}^2$
		$\sigma_a = 9.000 \text{ kp/cm}^2$
— acero de adherencia mejorada		$\sigma_f = 2.200 \text{ kp/cm}^2$
- c) Antena de hormigón armado $\sigma_c = 102,5 \text{ kp/cm}^2$
- d) Tirantes:

— acero «armónico»		$\sigma_f = 8.570 \text{ kp/cm}^2$
— vainas	}	$\sigma_c \text{ máx.} = 95,7 \text{ kp/cm}^2$
		$\sigma_c \text{ mín.} = 9,5 \text{ kp/cm}^2 \text{ (compresión)}$
- e) Pilares $\sigma_c = 104,7 \text{ kp/cm}^2$
- f) Zapatas de cimentación:

— acero Aq. 50		$\sigma_f = 1.600 \text{ kp/cm}^2$
— acero de adherencia mejorada	}	$\sigma_f = 2.200 \text{ kp/cm}^2$
		$\sigma_c = 70 \text{ kp/cm}^2$

* Expresión utilizada por el autor.

- Después de 4 días de completar la operación precedente se pondrán en tensión parcial ($\sigma = 2.000$ kilopondios/cm² al martinete), por ambos lados, los cables cuyos terminales son confiados a las extremidades. Esto se hace con el fin de aligerar, en lo posible, la carga sobre la cimbra provisional y, por consiguiente, sobre el terreno subyacente (3.^a fase).

La puesta en obra de la losa superior en bandas de 2 m, colocadas coaxilmente a los nervios, a fin de dejar sin colocar, entre estos últimos, una banda con longitud aproximada de 1 m (4.^a fase).

A los 10 días de esta última operación, puesta en tensión de todos los cables según la tabla ($\sigma =$ tensión total) (5.^a fase).

Cables	σ Martinete (kp/cm ²)	Alargamiento total (mm)
Pos. 1	8.400	136,2
Pos. 2	8.500	157,8
Pos. 3	8.400	182,9
Pos. 4	8.150	207,0
Pos. 5	8.300	245,2
Pos. 6	8.300	245,2
Pos. 7	8.300	245,2
Pos. 8	8.300	245,2
Pos. 9	8.300	245,2
Pos. 10	8.000	225,5
Pos. 11	8.000	225,5

El levantamiento de la sección del plano medio de cada nervio para dicha operación (considerando también el efecto antagónico del peso propio) es de 4,20 cm ($E = 250.000$ kp/cm²).

- Operación de completar la losa y colocar los travesaños de unión de los dos semipuentes (6.^a fase).
- Reanudación de la tensión en todos los cables de pretensado hasta el valor final, según la tabla ($\Delta\sigma =$ incremento de tensión) (7.^a fase), antes de los 10 días de terminada la fase precedente.

Cables	$\Delta\sigma$ Martinete (kp/cm ²)	Δl Incremento (mm)
Pos. 1	4.200	65,8
Pos. 2	4.250	76,6
Pos. 3	4.200	89,0
Pos. 4	4.050	100,6
Pos. 5	4.100	119,2
Pos. 6	4.100	119,2
Pos. 7	4.100	119,2
Pos. 8	4.100	119,2
Pos. 9	4.100	119,2
Pos. 10	4.000	110,4
Pos. 11	4.000	110,4

El levantamiento de la sección del plano medio de la vigería; para tal operación es igual a 7,60 cm ($E = 250.000$ kp/cm²).

- Reiteración de la tensión e inyecciones de sellado en todos los cables, como mínimo a los 60 días de ultimar la operación precedente (8.^a fase).

Construcción de la vigería B-D

La vigería B-C-D, de luz de $13 + 61 = 74$ m, está constituida por 8 nervios reunidos en una sola sección en cajón, adherida a la losa en el trasdós y en el intradós, así como a los travesaños.

Será colocada sobre la cimbra tubular provisional, habiendo tenido cuidado de realizar en C una empalizada de apoyo provisional para transmitir en profundidad la notable carga constituida por el travesaño de anclaje de los tirantes. En correspondencia con tal apoyo, el travesaño será colocado sobre una capa

de arena, sobre la que irá un enfoscado de cemento, extendida sobre la viga soporte ejecutada encima de las cabezas de los pilotes y contenido lateralmente por oportunos muros de hormigón armado.

La cota de construcción del trasdós de la vigería será en *B* la de proyecto, mayorada en 15 cm, y en *D* la de proyecto: el eje de la vigería resultará así con pendiente, de *B* hacia *D*, de 0,2027 %. Tal incremento de cota constituirá una primera alícuota del total asignado a la estructura.

La sucesión de las operaciones, que comprende la ejecución del apoyo del tirante y, más tarde, de la antena, de los pilares, etc., es la siguiente:

- Disposición de la sección completa de la vigería *B-D*, comprendido el travesaño en *C*, con la extremidad *B* a la cota $-0,05$ respecto al intradós de la sección en *B* de la vigería *A-B* (9.ª fase).
- Tesado parcial de todos los cables de pretensado del travesaño de anclaje de los tirantes en *C* (σ martinetes = 1.500 kp/cm² (10.ª fase).
- Tesado total de todos los cables de pretensado longitudinal de la vigería *B-D*, según la tabla (11.ª fase).

Cables	σ Martinete (kp/cm ²)	Δl Alargamiento total (mm)
Pos. A	11.800 (sólo del lado B)	91,1
Pos. E	11.800 (sólo del lado B)	133,6
Pos. F	11.800 (sólo del lado B)	144,5
Pos. B	12.000 (sólo del lado B)	109,4
Pos. C	12.000 (sólo del lado B)	118,0
Pos. D	12.000 (sólo del lado B)	133,6
Pos. G	12.000 (de ambos lados)	392,1
Pos. H	12.000 (de ambos lados)	392,5

En consecuencia de tales operaciones, mientras que el travesaño *C-D* continuará actuando sobre la cimbra provisional, la ménsula *B-C* se soltará de ella; el alzamiento teórico de la sección de la extremidad *B* vale, para $E = 250.000$ kp/cm², 12 milímetros.

El modesto valor del módulo elástico longitudinal que se ha tomado está en relación con el grado de fraguado del hormigón en el momento de la puesta en tensión de los cables.

Al mismo tiempo se procederá a la ejecución de las bielas de transmisión de los tirantes (antena).

Esta operación se realizará con el auxilio de entramados tubulares metálicos, colocando, además, un apoyo aproximadamente a la mitad de los dos elementos inclinados 4° sobre la vertical, por mediación de un pontón anclado al otro extremo sobre la ménsula de hormigón armada colocada en la parte posterior de la zapata principal y formando parte de los pontones de ejercicio.

Aquí, como en el caso de la vigería del tablero, hay que evitar, con mucho cuidado, la transmisión de fuertes cargas concentradas al terreno de superficie.

Las articulaciones de rotación en sentido longitudinal, al pie de las dos bielas, serán en esta fase prudencialmente bloqueadas por medio de cordones laterales de soldadura (12.ª fase). Ultimada la construcción de la antena se podrá proceder al montaje del haz de cordones, de ½" en acero de altísima resistencia, que constituyen los tirantes, mediante acoplado en los asientos dispuestos en las 2 extremidades.

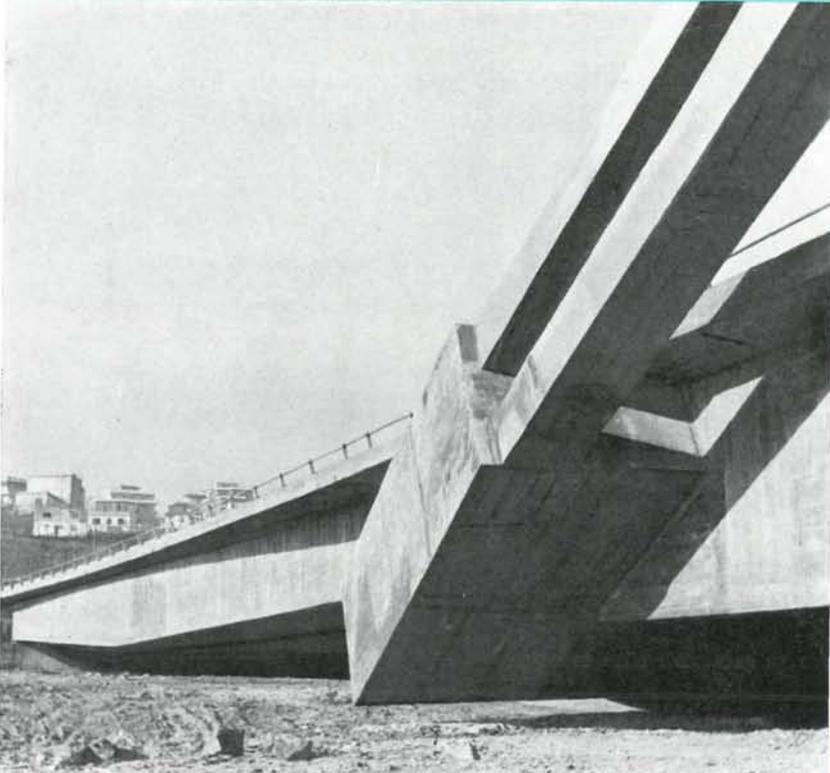
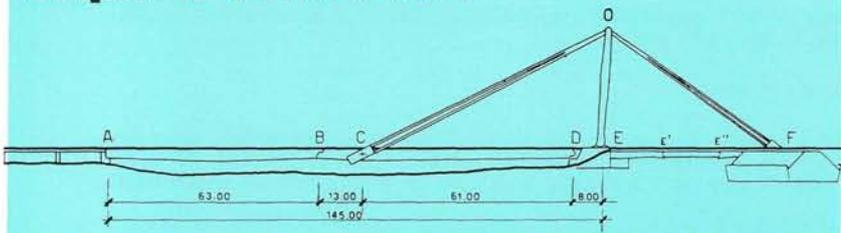
El haz de cables estará constituido por cables tipo a), a los cuales será confiada la carga permanente del puente, y por cables tipo b) que estarán dispuestos alrededor de los precedentes. Dichos cables tipo b) servirán para la coacción de la vaina de hormigón, que envolverá a todos los haces de cables, y colaborarán con los cables a) para soportar las sobrecargas accidentales (13.ª fase).

Ultimación de la construcción de los pontones de trabazón entre la pila principal y los cajones de anclaje, para el cerrado del sistema de empujes horizontales que serán estimulados apenas se pongan en tensión los cables de los tirantes (14.ª fase).

En este momento se procederá, por medio de la maniobra del cajón de arena sobre la empalizada de apoyo provisional en *B*, al rebajado de la sección de la extremidad *B* de la vigería *A-B* sobre el asiento del apoyo Gerber hasta establecer un ligero contacto, sin peso (15.ª fase). Es de todo punto esencial que, cuando se separe por completo la vigería *B-D* de la cimbra, lo cual se producirá a la puesta en tensión de los tirantes, el sistema estático general sea el de ejercicio, con la sobrecarga de la viga de 63 m en la extremidad del voladizo.

Primera parte del tesado en los cables a) de los tirantes ($\sigma = 1.500$ kp/cm² de ambos lados) y desbloqueo de la bisagra de las dos bielas de la antena (16.ª fase). Terminación del relleno de los cajones de anclaje de los tirantes (17.ª fase). Este relleno ha estado realmente, al principio, incompleto respecto a las disposiciones de proyecto, a fin de no producir la máxima carga sobre el terreno de instalación de los propios cajones. Ahora que comienza a despertar la carga vertical antagónica hacia arriba, será posible proceder al relleno total hasta elevar el valor del contrapeso al valor previsto en el cálculo estático.

esquema estructural



Detalle del extremo de los tirantes.

Puesta en tensión definitiva de los cables tipo a) de los tirantes según el esquema:

- tirantes de la vigería: σ total = 6.400 kp/cm²;
- tirantes de los cajones: σ total = 6.500 kp/cm².

Se operará al mismo tiempo en las cuatro extremidades.

La elevación del puente, que producirá la total separación de la cimbra, no estará limitada al pequeño valor suficiente para tal fin, sino que deberá ser igual en B a $\uparrow \Delta h = 20$ cm (en C: 16,5), respecto a la cota precedente hasta tener una sobreelevación en B de 35 cm (en C de 28,9 cm) respecto a la cota del proyecto.

Todo esto se hace con el fin de mantener —una vez verificados los descensos permanentes de la sección en C por el efecto elástico de la capa de pavimentación sobre el puente, primeramente, y por el efecto viscoso del alargamiento de los tirantes de ejercicio con el tiempo

La rótula terminada.

($\downarrow \Delta h = 10 + 3 = 13$ cm)— un cierto exceso de proyecto, esencial desde el punto de vista estático.

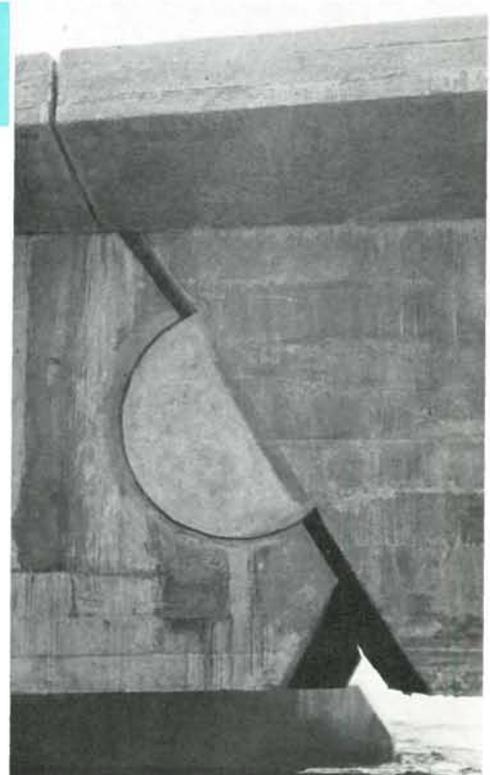
En consecuencia, de la completa separación de los travesaños C-D de la cimbra, en la sección a 30 cm de C, se obtendrá un descenso de 28 mm respecto a la recta que une los trasdoses de las secciones C y D, es decir, para $E = 250.000$ kp/cm² y suponiendo los valores de la precompresión en el tiempo O.

Al mismo tiempo de la puesta en tensión del haz de cables de los tirantes —y ello deberá hacerse alternando el tesado de una cuaterna de cables de unos con una cuaterna de cables de los otros— se deberá alcanzar la tensión definitiva de los cables de pretensado del travesaño de anclaje de los tirantes en C, de modo que garantice a este último su entera capacidad de resistencia cuando el puente resulte suspendido de los tirantes.

El tesado del travesaño en C será para todos los cables, según la tabla (18.ª fase):

σ total	Δl total
13.000 kp/cm ²	163,0 mm

Fotos: ALDO



Reiteración de la tensión de los cables de la vigería *B-D* e iniciación del ajuste, a no menos de 60 días de la ultimación de las operaciones de tesado (19.ª fase).

Se colocan las vainas de hormigón de los tirantes.

El vertido se verificará simétricamente a tramos de pequeña longitud, espaciados por pequeñas capas que serán vertidas sucesivamente, cuando en los tirantes se configure la catenaria debida al peso de dicha vaina. Esto se hace con el fin de no inducir tensiones por flexión, debidas al peso propio en el elemento de hormigón de considerable luz.

La colocación de la vaina será inmediatamente interrumpida, con un tramo de cerca de 2 m en correspondencia con la unión del tablero, a fin de consentir la precompresión de la vaina sin la elevación de la vigería que se verificaría trabajando, en vez de en la cota del trasdós del tablero, en la del intradós del travesaño en *C* (20.ª fase).

Se precomprimen las vainas operando al mismo tiempo en las dos extremidades provisionales, hasta introducir en el hormigón una compresión igual a 90 kp/cm^2 , por medio de los cables *b*) (21.ª fase). La tensión de tesado, teniendo en cuenta la mayor alicuota para compensar la caída en el tiempo, vale:

- tirantes del lado de la vigería: $\sigma = 11.500 \text{ kp/cm}^2$;
- tirantes del lado de los cajones: $\sigma = 11.100 \text{ kp/cm}^2$.

Se procede a pavimentar la plataforma, sobre todo el tramo *A-D*. Estando el puente todavía por entero confiado solamente a los cables de acero tipo *a*), en *C* se producirá un descenso de 9,5 cm y la tensión en los susodichos cables se incrementará en $\Delta\sigma = 560 \text{ kp/cm}^2$ (22.ª fase). Se podrá ahora completar la vaina de hormigón de los tirantes, mediante el vertido de la última capa.

Previa prolongación de los cables tipo *b*), por medio de manguitos de unión, desde la extremidad provisional a la definitiva, en correspondencia con el intradós del travesaño en *C*, se podrá también, recogiendo tales cables *b*), poner en coacción la última dovela, a fin de garantizar completamente cualquier peligro de fisuración una vez en ejercicio (23.ª fase).

Se precisa que las fases 8.ª y 19.ª (iniciación de ajuste de los cables de la vigería del tablero), puesto que se han situado, por claridad, después de las operaciones constructivas de las estructuras relativas, puedan ser desplazadas en el tiempo, dado que no son esenciales para el proceso constructivo, el cual seguirá independientemente de ellas.

V. Tiempo de ejecución y coste de obra

La obra ha sido construida en dos tiempos: en el 1.º ha sido realizada la cimentación, que se acabó en agosto de 1965; en el 2.º tiempo (después de una suspensión de los trabajos, ajena por completo a razones técnicas, que dura de septiembre de 1965 a junio de 1966), la elevación, llevada a cabo desde julio de 1966 a agosto de 1967.

El costo de la obra se ha calculado en 1.000 millones de liras, de los cuales 350 millones han sido dedicados para la cimentación.

La obra, proyectada y dirigida por el autor de este artículo, ha sido ejecutada por la empresa S.A.G.I. (grupo Vaselli), con la colaboración de la sociedad «Estructuras pretensadas» (grupo Ce.S.A.P.).

El ingeniero Francesco Mandolesi ha dirigido los trabajos por cuenta del Departamento A.N.A.S., de Roma. La obra, durante su ejecución, ha sido controlada por la Comisión de Supervisión presidida por el presidente de la Sección del Consejo Superior ingeniero Luigi Ferretti y compuesta por los ingenieros Antonio Collatina y Gino Bracci, en calidad de miembros. El profesor ingeniero Giulio Ceradini ha sido el consultor técnico de dicha Comisión y ha dirigido las operaciones de supervisión cuyas comprobaciones han sido efectuadas por el Instituto de Ciencia de la Construcción y de Topografía de la Facultad de Ingenieros de la Universidad de Roma.

Dichas operaciones de control han confirmado todas las previsiones del proyecto.

Viaduc de la Magliana - Italie

Riccardo Morandi, Prof. ingénieur

Cet article traite de la construction d'un ouvrage intéressant d'art et de génie sur l'autoroute Rome-Aéroport de Fiumicino, qui franchit, d'une manière intelligente et appropriée, de nombreux obstacles de toute sorte: terrains fangeux constitués d'alluvions d'origine fluviale dont la plus grande partie étant des limons, pénurie d'espace, étant donné qu'une partie de la zone est occupée par la voie ferrée Rome-Pise et que, par conséquent, la route et le chemin de fer s'étendent presque ensemble. L'auteur explique minutieusement la savante solution adoptée à la suite de l'étude approfondie effectuée sur les problèmes posés.

Magliana Viaduct, Italy

Riccardo Morandi, Prof. engineer

This article deals with the construction of an important engineering project, namely the Rome-Fiumicino Airport motor road, which overcomes skillfully numerous natural impediments, such as boggy zones consisting of alluvial deposits of fluvial origin, lome soils, lack of space (as part of this zone is occupied by the Rome-Pisa railway, thus forcing both lines of communication to run parallel to each other), etc. The author describes in detail the wisdom of the solutions that were adopted in each case, as a result of a carefully study of all the factors involved in the attainment of the optimum solution.

Magliana Viadukt, Italien

Riccardo Morandi, Prof. Ingenieur

Dieser Artikel befasst sich mit dem Bau eines vom künstlerischen und ingenieurtechnischen Standpunkt interessanten Werkes auf der Autobahn Rom-Fiumicinos Flughafen, welches in geeigneter und kluger Weise vielerlei Schwierigkeiten meistert: morastiger meistens schlammiger Alluviumboden, Raumknappheit (einen Teil des Gebietes nimmt die Bahnlinie Rom-Pisa ein, womit Autobahn und Gleise praktisch nebeneinander laufen), usw. Der Verfasser erklärt hier die kluge, nach eingehendem Studium der Lage angenommene Lösung ausführlich.