



Foto: AIRVIEWS (M/c) LTD.

paso elevado en Manchester

INGLATERRA

ingeniero: J. HAYES, MSc, DipTP
ingenieros consultores: G. MAUNSELL and PARTNERS

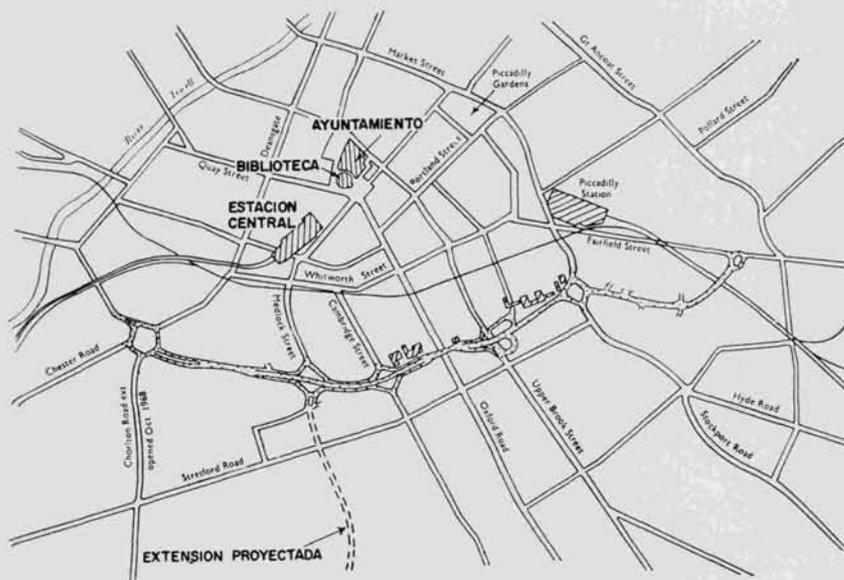
sinopsis

Se trata de un paso de enlace urbano, situado al sur del centro cívico de Manchester, que descongestiona el tránsito este-oeste actuando como un distribuidor entre las carreteras principales de entrada desde el sur. Incluye un viaducto de dos calzadas, de unos 975,36 m, que pasa por encima de un conjunto de carreteras al nivel del suelo y de pasos de peatones. El artículo describe la estructura elevada con unas notas sobre los aspectos notables del proyecto, como son: las mejoras introducidas en las dovelas de hormigón pretensado y los problemas que se presentaron durante la construcción.

Función del paso

Está al sur del centro urbano, en el interior de la futura carretera de circunvalación. Tiene dos funciones principales: actuar de distribuidor del tráfico pesado entre las carreteras radiales situadas al sur de Manchester y así reducir el del interior del área central, y descongestionar el centro urbano del tráfico pesado que lo cruza y que va desde la estación de mercancías y las zonas industriales del este hasta los muelles Trafford Park y Liverpool en el oeste. Como este tránsito va en aumento e interfiere con el de la distribución lateral local, se ha propuesto construir el arco sur de la carretera de circunvalación para proporcionar el necesario alivio.

562-121



En 1959 se planeó la ruta según los estudios de tráfico realizados por el entonces ingeniero e inspector municipal, Sr. D. R. Nicholas. La Corporación propuso una discusión parlamentaria para autorizar su construcción. La aprobación real se recibió en 1961. El paso de Manchester se incluyó en el vasto plan de carreteras preparado en 1962 por el Comité de Ingeniería de Carreteras del sudeste de Lancashire y del nordeste de Cheshire. Se proyectó para una capacidad de tráfico un 150 por 100 superior al de 1960.

Proyecto y construcción

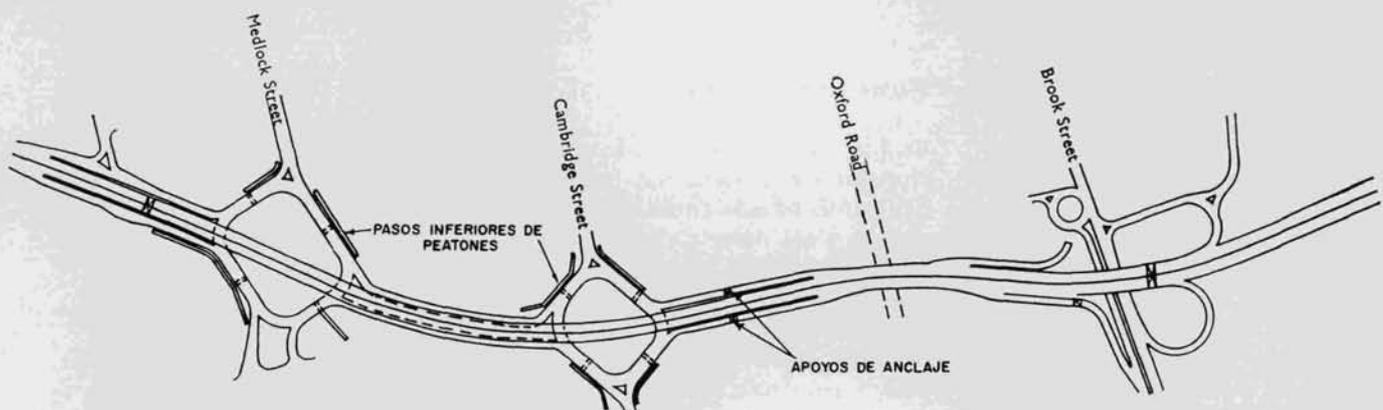
El paso que comentamos tiene longitud aproximada de 2,413 km desde la calle de Fairfield en el este hasta la carretera Chester en el oeste. La parte en viaducto cruza

de la calle de Fairfield en el este hasta la carretera Chester en el oeste. La parte en viaducto cruza cuatro calles de mucho tránsito.

Su construcción se realizó en dos etapas: la primera entre las calles Fairfield y Downing, es una carretera de dos carriles en cada sentido construida bajo un contrato preparado y administrado por el ingeniero e inspector municipal; la segunda etapa, que incluye la totalidad del viaducto, finalizó dos años más tarde.

La ronda a nivel del suelo y la intersección de la vía Manchester con la calle Downing (carretera de Londres A6), permitirá la construcción de un paso elevado para el tráfico norte-sur de la A6. La calzada doble, de tres carriles, se alza sobre terraplenes desde la calle Downing hasta el límite del lado este de la calle Brook. El viaducto se extiende a través de la carretera Oxford y continúa como una carretera de dos carriles sobre las calles Cambridge y Medlock antes de volver a nivel del suelo. Unas carreteras flanquean, en parte, el viaducto desde la calle Cambridge para unirse a él al final de la rampa de la linde oeste. Una carretera de dos carriles al nivel del suelo parte de este punto hacia la carretera Chester A56, donde existe un gran cruce circular, y enlaza con la calle Egerton y la prolongación de la carretera Chorlton. Se ha previsto para la vía Manchester un futuro paso elevado sobre la carretera Chester, aunque el propósito más inmediato propone un puente provisional para que el tránsito de la carretera Chester pase por encima del cruce circular.

Se han construido cruces circulares debajo del viaducto, en las intersecciones de las calles Medlock y Cambridge con las nuevas carreteras a nivel del suelo. Unos carriles de acceso proporcionan entrada hacia el este del cruce circular de la calle Cambridge con el viaducto de la vía Manchester; y más lejos,



otros carriles de acceso unen la calle Brook y el viaducto en dirección hacia el oeste. Uno de estos carriles de acceso proyectado para que el tránsito procedente del este, por la vía Manchester, pueda entrar en la ciudad por la calle Brook, no se ha completado aún, pero al tránsito que debiera ir por este carril de acceso se le ha dado otra ruta alternativa por la calle Sackville.

Disposición del viaducto

El viaducto es una estructura de hormigón continuo de 32 vanos y 985,26 m de longitud. Los vanos finales contiguos a los extremos este y oeste, tienen 29,72 m y 22,86 m, respectivamente; 28 de los vanos tienen una longitud de 32 m. Estos están totalmente contruados en hormigón pretensado, excepto dos vanos intermedios, de 18,29 m de longitud, que son de hormigón armado. La continuidad se mantiene, ya que los extremos de los cables pretensados se anclan en el interior de los vanos de hormigón armado.

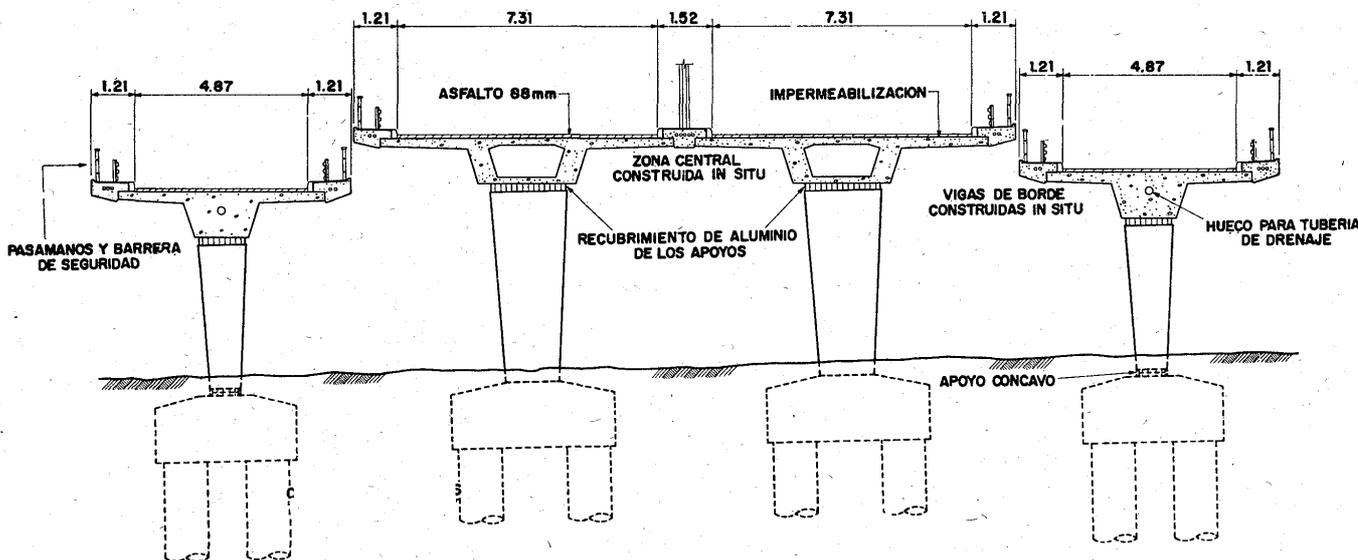
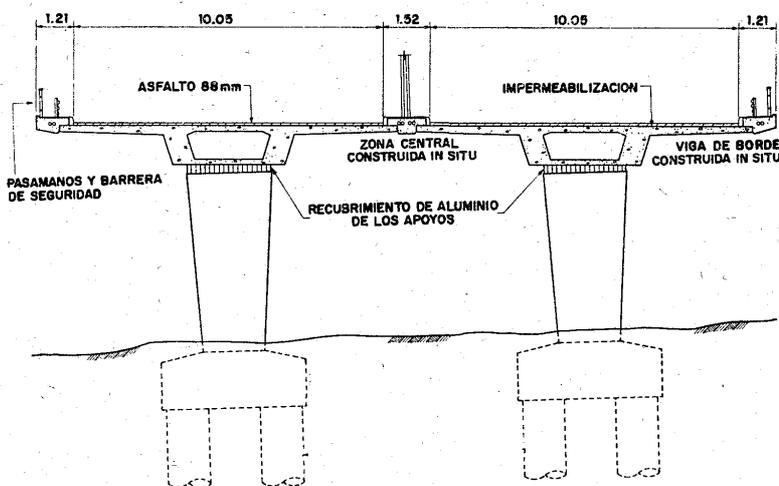
La parte oriental de la estructura tiene una anchura total de 24,08 m, lo que permite que disponga de tres carriles, de 3,355 m de ancho, en cada sentido, mientras que la parte occidental tiene una anchura total de 18,59 m, o sea, dos carriles de 3,66 m en cada sentido. Entre la calzada doble de dos carriles en la parte oeste y la de tres carriles al este, existe un tramo de transición de unos 167,64 m; en esta parte es donde los cuatro carriles de acceso se unen a la carretera principal.

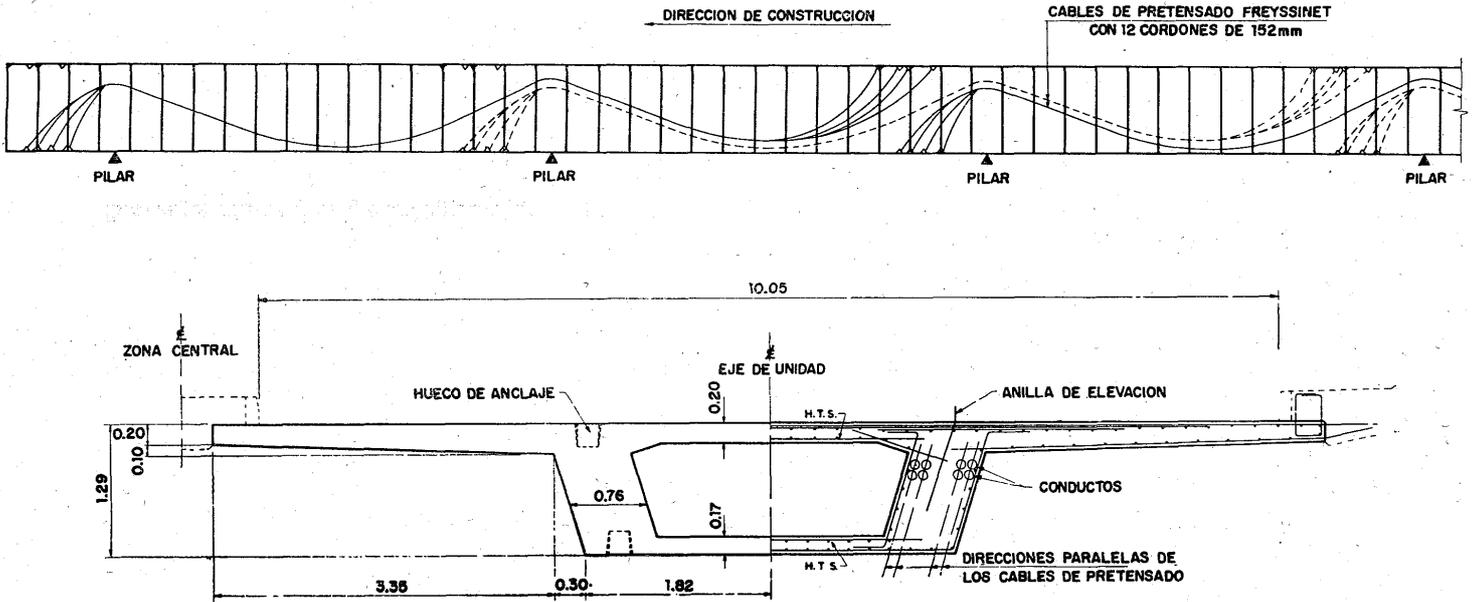
La parte oriental de la estructura tiene una anchura total de 24,08 m, lo que permite que disponga de tres carriles, de 3,355 m de ancho, en cada sentido, mientras que la parte occidental tiene una anchura total de 18,59 m, o sea, dos carriles de 3,66 m en cada sentido. Entre la calzada doble de dos carriles en la parte oeste y la de tres carriles al este, existe un tramo de transición de unos 167,64 m; en esta parte es donde los cuatro carriles de acceso se unen a la carretera principal.

Forma del viaducto

Las dos calzadas se apoyan en dos estructuras gemelas enlazadas por medio de una mediana de hormigón fabricada in situ.

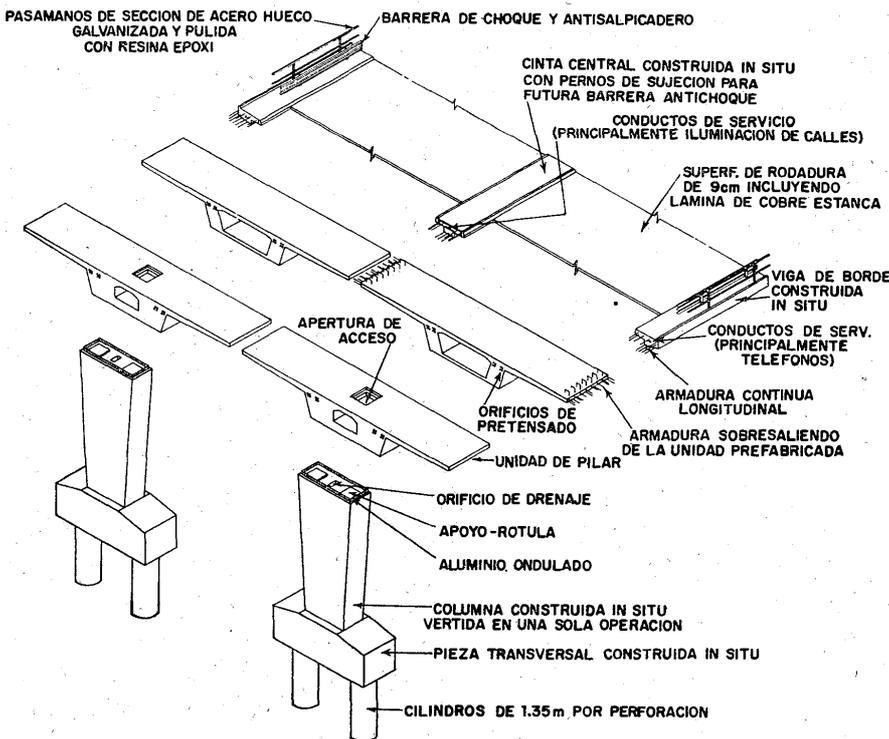
La forma dual de la carretera se concibió con mucha antelación en la fase de proyecto, como es lógico, las demás decisiones se tomaron a partir de ésta.





Los citados tramos rectos tienen un canto total de 1,295 m. El elemento estructural principal es de sección en cajón, formado por dovelas cuya losa superior tiene voladizos por ambos lados; cada dovela tiene una longitud de 2,210 m y se une a las adyacentes por unas juntas rellenas de mortero y de 7,62 cm de anchura. Los conductos interiores para los cables de pretensado, están localizados en las almas. Se han empleado tres tipos de dovelas, para: tres carriles, dos carriles y carriles de acceso.

El tramo de transición consta de dos partes fabricadas in situ que flanquean, en un pequeño trécho, a otra, prefabricada, situada sobre la carretera de Oxford. Las juntas simuladas, construidas en el hormigón fabricado in situ, mantienen la fisonomía de segmentos y regularizan las juntas de construcción. Se empleó la construcción prefabricada para los carriles de acceso, excepto en aquellas partes que presentan acusada curvatura.



Una novedad del proyecto consiste en que toda la estructura se ancla en los estribos de los carriles de acceso a la calle Cambridge. Se colocaron cuatro juntas de dilatación: en los carriles de acceso del este y en cada extremo de la estructura elevada principal. Los estribos están contruidos con hormigón celular armado cimentados sobre pilotes de gran profundidad.

Los pilares de hormigón armado tienen sección rectangular y se cimentan sobre pilotes de gran profundidad. Las columnas que sostienen la estructura principal son monolíticas con los casquetes de los pilotes. Las columnas de los carriles de acceso son proporcionalmente menores y tienen rótulas en sus partes superior e inferior.

Enlace de los apoyos con la estructura

La decisión de emplear apoyos deslizantes influyó mucho en la marcha económica de una estructura continua de 32 vanos, ya que en el corte de los apoyos deslizantes no presenta gran influencia la cantidad de tránsito para el que tienen que estar calculados. Los pilares de poca altura no sufren grandes momentos flectores por el rozamiento de los apoyos. Las columnas son sencillas de construir y los apoyos están relativamente bien protegidos.

Todos los apoyos que reciben las cargas verticales (excepto los de los estribos de anclaje), pueden orientarse en cualquier dirección por medio de una placa de caucho. Los cojinetes PTFE permiten un movimiento de deslizamiento por la parte superior en la mayoría de los apoyos. Se han empleado cinco tipos de apoyos:

- a) Apoyos «libres», que permiten la rotación y deslizamiento en cualquier dirección.
- b) Apoyos «restringidos», que permiten la rotación en cualquier dirección y el deslizamiento en una dirección longitudinal.
- c) Apoyos de balancín, para los soportes de la carretera de salida, los cuales sólo permiten la rotación.
- d) Apoyos de cojinetes de caucho en los estribos de anclajes, que permiten durante la construcción, un desplazamiento longitudinal y una rotación limitada.
- e) Apoyos resistentes transversalmente, que permiten un desplazamiento transversal de la estructura de hasta 3,18 milímetros.

Hipótesis de carga

La estructura se proyectó para las cargas HA y se comprobó para las HB de acuerdo con la BS 153, Parte 3A.

Como presión de viento se tomó 146,47 kp/m², que corresponde a una velocidad de viento de 144,84 km/h, sobre la estructura descargada, y de 73,24 kp/m², correspondientes a 101,39 km/h, sobre la estructura cargada. Como fuerza hacia arriba del viento se tomó 24,41 kp/m².

Materiales

En los hormigones de gran resistencia se hicieron mezclas de tres clases de áridos y se empleó cemento de una finura mucho mayor que la exigida por las normas británicas BS 12, con lo que se obtuvieron grandes resistencias cúbicas, a los 28 días.

Consecuentemente, cuando cambió la calidad del cemento, durante las escaseces de los veranos de 1965 y 1966; aparecieron dificultades para alcanzar las resistencias de hormigón especificadas con las mezclas originales. La cosa se agravó cuando se suministró cemento caliente, lo cual originó un fraguado muy rápido. El hormigón que se obtenía era de una consistencia de 63,50 mm; pero como se entregaba cerca de 20 minutos más tarde, la consistencia pasaba a ser de 6,35 mm, lo cual ya no era aceptable para las zonas muy solicitadas, como son las que rodean a los tubos de pretensado.

El acero de pretensado fue de 15,24 mm de diámetro y de un tipo estabilizado de 7 cables. La tensión de tracción última mínima era de 23.134 kp/cable, con una fuerza de tensión inicial especificada de 18.507,2 kp/cable (80 por 100 de la tensión de tracción última). El acero de armado que se empleó, en general, fue: por encima del suelo, barras deformadas de gran tensión; y por debajo del suelo, barras de acero dulce ordinario.

Superestructura

Prueba del modelo

El proyecto de una superestructura de hormigón pretensado está de acuerdo con los análisis elásticos normales. No obstante, hubo aspectos de comportamiento elástico, que fueron difíciles de averiguar, tales como el estado límite para la carga última, que requirió especial compactación, ya que los métodos normalizados de cálculo no eran los más adecuados. Estas consideraciones impulsaron a los ingenieros consultores a construir un modelo a escala reducida y someterlo a diversas cargas. Este trabajo lo

realizó el laboratorio de investigación de la Asociación del Hormigón y del Cemento, y los puntos específicos que se comprobaron fueron:

- a) La distribución de las fuerzas de pretensado en diversas secciones transversales a lo largo del vano, suponiendo que los voladizos se deberían pretensar monolíticamente con el larguero.
- b) La distribución de las fuerzas cuando el viento está cargado.
- c) La rigidez de torsión de la estructura.
- d) Efecto de las cargas puntuales sobre los voladizos.
- e) Tensión última de la estructura.

El modelo simuló las relaciones existentes entre los momentos y cortantes de un vano de la estructura de tres carriles.

Para resumir, se puede decir que las hipótesis del proyecto elástico se justificaron perfectamente, y se espera que la estructura se comportará favorablemente en carga.

Flexión longitudinal

Se han desarrollado principios semejantes para la evaluación de los momentos de pretensado primarios y secundarios y un programa de ordenador para hallar estos efectos.

Las tensiones debidas al peso propio adicional de las vigas de borde y del acabado inciden en la viga continua y no vienen afectadas por el método de construcción. Los diagramas de momentos del peso propio adicional y de la sobrecarga, junto con las líneas de influencia, se pudieron evaluar por los métodos tradicionales.

Zona resistente a esfuerzos cortantes

El proyecto inicial se basó en un análisis elástico, suponiendo la participación de la totalidad de la sección prefabricada, la cual es uniforme. Sin embargo, se vio que esta zona modifica la anchura efectiva de los rebordes. En el análisis detallado se consideraron los siguientes efectos, que se confirmaron en la prueba del modelo:

- a) Cambios en la distribución de momentos (debidos a la flexibilidad sobre los apoyos, siendo mayores que los supuestos).
- b) Incremento de la excentricidad del nervio sobre los apoyos (debido al eje neutro inferior).
- c) Cambios en las tensiones de flexión y directas (debidos a las variaciones de la sección recta y del módulo de la sección).

El párrafo anterior relaciona la sección supuesta, con la prueba del modelo sobre el larguero único. El prototipo se ha construido con las vigas de borde de hormigón armado y mediana continuas; por ello se debe de esperar una modificación en el comportamiento de la zona de cortante bajo sobrecarga.

Tensiones de rozamiento en los apoyos

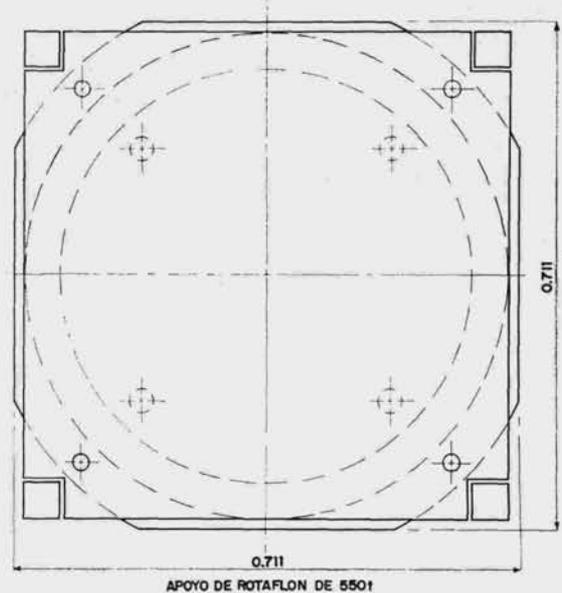
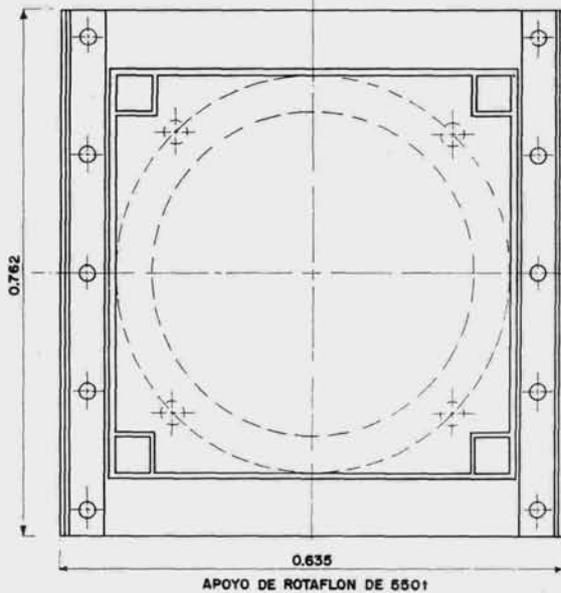
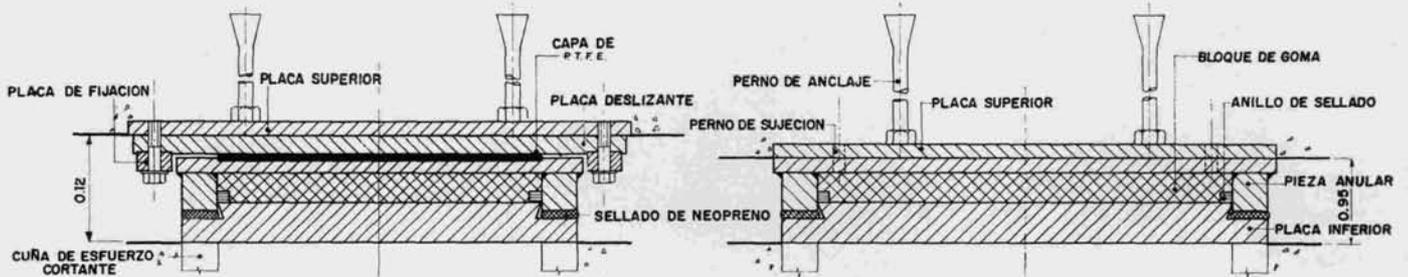
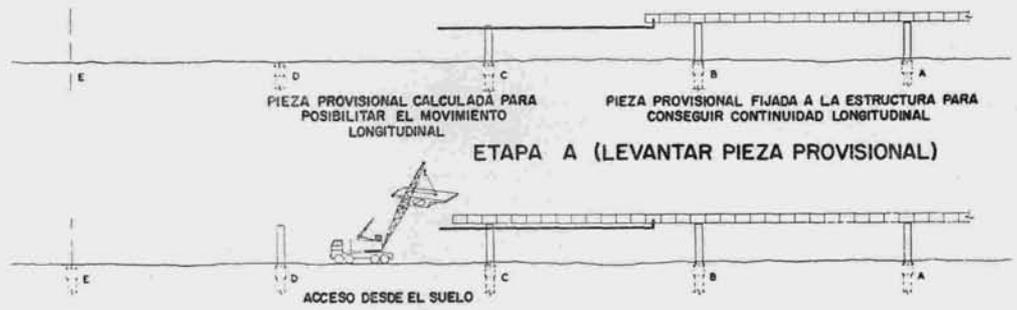
Si se supone una fuerza de rozamiento del 5 por 100 de los apoyos deslizantes, se totalizan hasta ± 235 t junto a los anclajes. Los esfuerzos de pretensado se han proyectado para aliviar completamente la estructura de los componentes de tensión; además, las vigas de borde y la mediana han sido armadas sin solución de continuidad para resistir un arbitrario 80 por 100 de la carga axil.

El estribo de las rampas de anclaje se alza sobre el plano del tablero; por cuya causa se hizo una concesión al detallar el armado en la unión entre las rampas de anclaje y la estructura principal.

Distribución de cargas y comportamiento de la deformación

Longitudinalmente, las dos estructuras se proyectaron independientemente; pero hay ciertas cargas que se transfieren en parte de una calzada a la otra. Bajo el peso propio de una carga centrada totalmente no hay transferencia de esfuerzos.

lanzamiento



DETALLES DE APOYOS (COJINETES)



Con una carga que produzca un par máximo, como por ejemplo, una carga colocada totalmente sobre la mitad exterior de una sola calzada, hay una transferencia despreciable, al otro larguero, de las tensiones principales debidas al par; el esfuerzo cortante y el momento flector longitudinal son tan pequeños que la armadura sólo se hace necesaria para el estado final de carga.

La distribución de la carga transversal máxima, que aparece cuando la totalidad de una calzada está cargada, experimenta variaciones, para las diferentes partes de la superestructura, comprendidas entre el 10 y el 20 por 100. Se obtuvieron unos interesantes resultados por medio de las pruebas de carga efectuadas sobre el prototipo realizado por el laboratorio de investigaciones de carreteras de la Asociación del Hormigón y del Cemento.

Se proyectó el perfil para que pudiera resistir su propio peso, durante la colocación de las dovelas prefabricadas o moldeadas in situ. Aparecieron pequeñas discrepancias al final de la obra: por causa de la colocación desigual de los apoyos provisionales (la mayor parte de la estructura se apoyó sobre el suelo explanado) y por causa de una variación ligera de la fluencia, retracción y deformación elástica de cada tramo. Las desviaciones de la estructura continua respecto del perfil deseado son pequeñas e inapreciables a simple vista, lo que representa una ventaja del método de construcción.

Se supuso que la mayoría de los apoyos de las pilas tendrían un asiento diferencial de 2,54 cm, lo cual resultó de gran utilidad para la comprobación y ajuste de algunos juegos de los apoyos. Las deformaciones transversales se calcularon de una forma semejante teniendo en cuenta las licencias de montaje.



La deformación máxima de la extremidad del voladizo bajo carga excéntrica, se debe a tres causas:

- deformación longitudinal de la viga, δ ;
- torsión de la caja, $l \theta$;
- deformación de la losa del voladizo, Δ .

La importancia relativa de estos componentes se ve por los cálculos siguientes; suponiendo un valor del

módulo de Young de $0,211 \times 10^6$ kp/cm² para la sección tipo de tres carriles y bajo una carga HA ex-céntrica:

$$\begin{aligned} \text{Deformación total} &= \delta + l \theta + \Delta = MK dx + \frac{1TL}{4GJ} + \frac{wl^3}{2EI} = \\ &= 0,65 + 0,39 + 0,01 = 26,67 \text{ mm.} \end{aligned}$$

Torsión y esfuerzo cortante

Las tensiones cortantes torsionales se calcularon según la teoría del tubo de pared delgada, modificada y comprobada por un análisis hecho con un ordenador, basado en la analogía de la membrana de Prandtl. Se fundaba en que en una torsión pura, el grosor efectivo de la membrana es igual al de la losa superior. Con esta modificación, la teoría del tubo de pared delgada cuadraba muy bien con el análisis elástico exacto. Los esfuerzos cortantes directos se asignaron enteramente al larguero de sección cajón, para dejar los de las losas en voladizo para el listón resistente a esfuerzos cortantes.

Las tensiones flectoras secundarias producidas por contracciones del diafragma de apoyo, se instituyeron para que fueran pequeñas.

Las tensiones cortantes directas, incluyendo la componente vertical de la fuerza de pretensado, se suman vectorialmente, en el plano de la sección-cajón, a las tensiones torsionales.

Se tuvo en cuenta la tensión de compresión menor de cada elemento para calcular las tensiones principales. Esto y el hecho de que la carga que produce el esfuerzo cortante máximo no coincide con la torsión, implica que las tensiones de tracción principales resultantes son, a veces, menores que las teóricas.

Momento tope

Los requisitos CP 115 para el momento tope se basan en el supuesto de que la zona de compresión del hormigón es rectangular; un análisis más preciso se llevó a cabo para la sección-cajón. La tensión última se comprobó en el centro de la luz, sobre la línea central del apoyo a lo largo del diafragma y en la primera unión, 1,143 m más adelante de la línea central de apoyo.



Carga última debida al esfuerzo cortante

Para obtener el esfuerzo cortante y la torsión mínimos que absorbe se consideraron los siguientes tres casos de sobrecarga, cada uno con 1,5 veces el peso propio:

- Peso igual a $2,5 \times HA$ sobre todos los carriles y sobre la longitud de luz que produce el esfuerzo cortante máximo.
- Peso igual a $2,5 \times HA$ sobre la mitad de la estructura y con $1,0 \times HA$ sobre la otra mitad. Esta carga produce la rotura por flexión de la estructura; el fracaso por el esfuerzo cortante ocurriría como resultado de las fisuras inclinadas que se extienden a partir de las producidas por la flexión, más bien que debidas a las grandes tensiones principales.
El CP 115 no trata este caso; por ello se usó un método semiempírico correspondiente al código australiano.
- Peso igual a $2,5 \times HA$ sólo sobre la mitad de la estructura, la cual produce las tensiones torsionales máximas. Bajo esta condición, la tracción y la tensión de tracción principales satisfacen las normas dadas en el CP 115 y en el código australiano.

En la prueba del modelo se aplicó una carga de torsión correspondiente a un peso igual a $1,5 \times HA$ en los carriles central y exterior.

En estos cálculos y en la prueba del modelo no se tuvo en cuenta la reducción debida a la mediana continua; por ello, se puede suponer que las tensiones debidas a la carga torsional serán algo menores que las calculadas. La armadura del alma tenía una cuantía geométrica del 0,20 por 100, aunque no era necesaria teóricamente.

Análisis de las fuerzas horizontales

Un aspecto muy interesante de las vigas continuas con varios apoyos y con planta curva, es la investigación de los esfuerzos horizontales que actúan sobre la estructura a nivel de los apoyos. Estas se deben de obtener de las siguientes fuentes:

- Viento*: La presión del viento se tomó, en general, independiente de la alineación; las ráfagas de gran intensidad no son convenientes por afectar a la totalidad de la estructura en un instante dado.
- Movimientos del suelo*: Se pensó que no era necesario considerar los pequeños movimientos del suelo.
- Fuerzas centrífugas*: Las fuerzas centrífugas dependen de la intensidad de la sobrecarga, la cual depende, a su vez, de la longitud cargada. Esta se obtuvo a partir de la línea de influencia del punto considerado. Lateralmente, como los dos tableros se consideraron como una sola estructura, se supuso que estaban cargados $2 \frac{2}{3}$ carriles en la estructura de dos carriles y $3 \frac{1}{3}$ carriles en la estructura de tres carriles. La velocidad supuesta, para calcular las fuerzas centrífugas, fue de 64.372 km/h.
- Movimientos en el tablero*: Se permiten movimientos relativos, debidos a los cambios térmicos y a otras causas, para reducir los esfuer-



zos sobre los apoyos deslizantes, mientras el tablero está sometido a una alineación correcta. Las fuerzas tienen dos componentes: las debidas a la dilatación y contracción del tablero, y las ocasionadas por el rozamiento de los apoyos deslizantes. Ambos componentes son importantes. A continuación se discuten con más detalle.

Fuerzas de dilatación y contracción

Estas aparecen en las sujeciones, pues si no las hubiera se producirían deformaciones.

Si la estructura estuviera lateralmente libre, aparecerían movimientos a lo largo de las líneas que parten de los puntos de anclaje. De esto se deduce que, si se permite a la estructura moverse libremente a lo largo de las líneas radiales antes de reaccionar contra los elementos guías, las fuerzas de dilatación quedan considerablemente reducidas. El comportamiento no rígido de las columnas y cimentaciones produce un efecto similar.

Fuerzas de rozamiento

Son debidas al rozamiento de los apoyos, y se acumulan en el tablero hacia el anclaje o punto de movimiento cero, en una estructura curvada, teniendo componentes transversales importantes, por causa del pequeño ángulo de deformación que se produce en todos los apoyos. Hay poca información sobre los coeficientes de rozamiento de los apoyos

PTFE. Parece que tienen un valor del 5 ó 6 por 100 aproximadamente cuando los empotramientos se hunden, y se reducen con el tiempo, comprobándose que esta reducción es mayor con velocidad de deslizamiento lenta en los apoyos de puentes. Cuando se emplea en una estructura un gran número de apoyos, la posibilidad de que todos ellos lleguen al límite simultáneamente es muy pequeña; y como la vibración debida al tráfico y al viento tiende a sobrepasar el rozamiento límite, hay una amplia justificación para considerar como coeficiente medio el del 3 por 100, y en la práctica es del orden del 1 por 100.

Fuerzas de movimientos horizontales

Se hicieron unos cálculos con el ordenador Elliot 4100, empleando un programa de estructura plana. Se partía de la hipótesis de que no se perdía exactitud si se reemplazaban las curvas por una serie de líneas rectas entre las columnas. El área de la sección y el momento de inercia usados fueron los de la doble estructura completa, ya que las tensiones cortantes horizontales en la banda mediana, resultantes de la

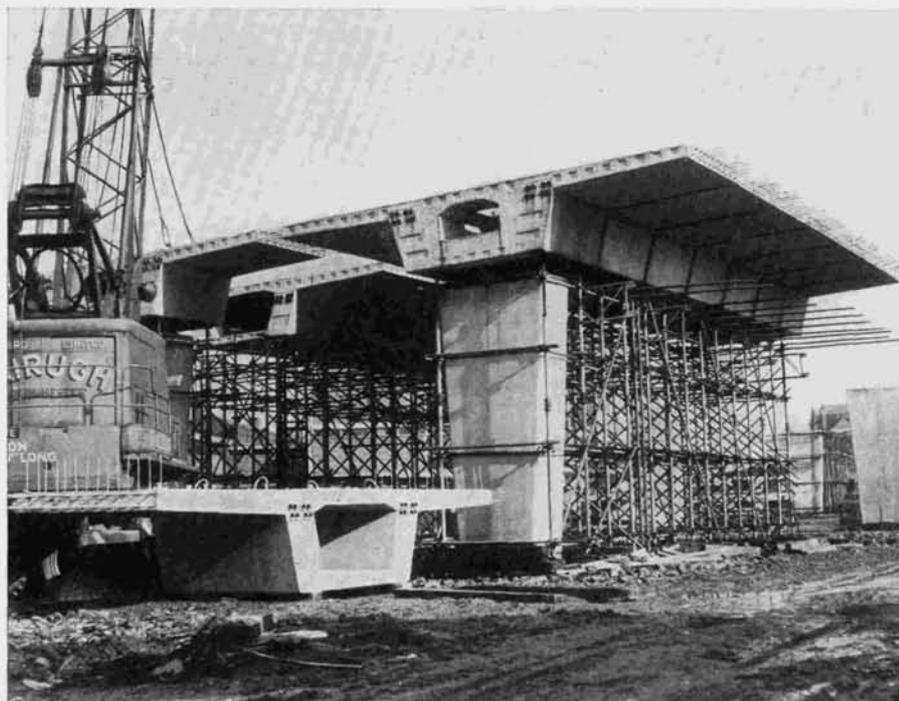


Foto: A. STROUD

interacción, eran pequeñas. Las distintas flexibilidades transversales de las columnas alzadas que varían con la altura se calcularon con otro programa, de forma que las columnas estuvieran simuladas por cómodos apoyos de muelles elásticos ajustados.

Se estudiaron también los efectos de la flexibilidad de la cabeza de los pilotes, ya que variaba la rigidez de los muelles. Longitudinalmente, la rigidez efectiva de las columnas se halla limitada por la resistencia al rozamiento de los apoyos y se representó por una fuerza de ese valor.

El efecto de la dilatación térmica se analizó aplicando fuerzas que produjeran tensiones equivalentes en la estructura.

El coeficiente de dilatación térmica empleado fue de $9,9 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}$ sobre la zona de $10 \pm 16,50 \text{ } ^\circ\text{C}$, junto con un módulo de elasticidad para la dilatación de $1,76 \times 10^6 \text{ kp/cm}^2$, que era menor que el de contracción, $3,87 \times 10^6 \text{ kp/cm}^2$, empleado para el cambio de temperatura diaria de $7,7 \text{ } ^\circ\text{C}$.

Infraestructura

Pilotaje

Los cilindros de cimentación se horadaron con perforadoras montadas sobre camiones cuyas barrenas tenían diámetros comprendidos entre 0,914 y 1,372 m. La mayoría de las perforaciones llegaron hasta la arenisca roja, excepto unas pocas, que se cimentaron sobre marga en el área de la falla del oeste de Manchester.

Cuando se perforaba la marga, a pesar de las fisuras en los estratos superiores, la perforadora a veces tendía a resbalar sobre la superficie, en vez de perforarla. En unos pocos casos fue necesario perforar con una barrena de diámetro menor.

Todas las cimentaciones se inspeccionaron visualmente, y la mayor parte de las de la zona de la falla se sometieron a una prueba, de carga in situ, sobre placas en general de 15,24 cm de diámetro. La presión fue ejercida por un gato hidráulico que se apoyaba a través de un tubo de paredes gruesas, de 30,48 centímetros de diámetro, sobre unos lingotes de acero sujetos por una estructura a nivel del suelo.

En algunos pilares en que aparecieron filtraciones de agua, el gato y las marcas de deformaciones estaban en la parte superior del tubo, pero en su mayor parte los apuntes se hicieron con respecto al fondo.

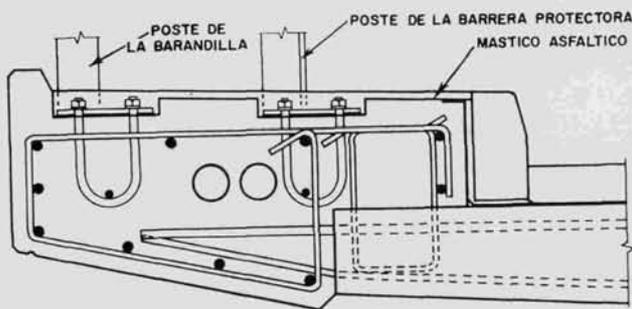
Los pilotes se ensacharon a mano en la base hasta un diámetro de 0,650 m, viniendo determinados sus tamaños por los siguientes criterios de carga adicional sobre los estratos, los cuales son necesariamente conservativos:

Arenisca:

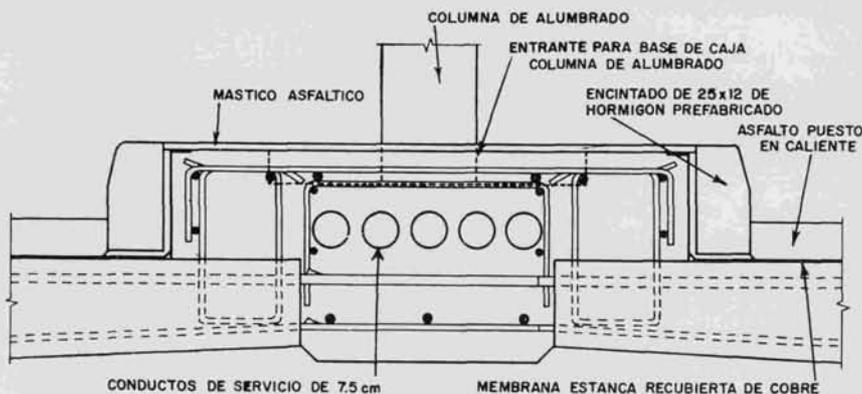
- menor de $9,76 \text{ kp/cm}^2$ con carga permanente,
- menor de $17,58 \text{ kp/cm}^2$ con carga máxima.

Marga:

- menor de $8,79 \text{ kp/cm}^2$ con carga permanente,
- menor de $12,70 \text{ kp/cm}^2$ con carga máxima.



viga de borde



mediana

Además de las pruebas de carga, se construyeron con barrenas rectas dos pilotes, cada uno de 1,22 m de diámetro, para obtener una escala completa de pruebas. Uno de estos pilotes se colocó sobre la marga inalterada y el otro sobre arenisca. Se les aplicó una carga de 400 Mp con un gato hidráulico apoyado sobre lingotes de acero sujetos a una estructura de acero. La deformación real obtenida fue menor que la contracción elástica del pilar, con lo que se demostraba que parte de la carga se absorbía por rozamientos.



La armadura se proyectó para que resistiera las deformaciones debidas al momento flector de la cabeza del pilote, las cuales alcanzan los 3,18 mm, lateralmente, y 6,26 mm, longitudinalmente.

Solución del problema del agua subterránea

Aunque el reconocimiento del suelo no reveló la presencia de agua subterránea, se descubrió que un considerable número de pilotes estaban «húmedos». En el extremo oeste del lugar se consideró que la cantidad de agua era demasiado grande para una construcción segura. Antes de pilotar en esa zona se inyectó una lechada de cemento con bentonita, dentro de cinco orificios y a la profundidad de los estratos que contenían agua. Uno de estos orificios se hizo en el centro del pilote, y el resto se colocó a su alrededor. La lechada se inyectó sucesivamente dentro de cada orificio hasta que emergía por los otros cuatro.

Debido a estas medidas se redujo la emanación de agua subterránea hasta unos límites aceptables, y los pilotes afectados se pudieron construir de forma normal.



Cabezas de pilotes

El conjunto de dos pilotes resiste los esfuerzos longitudinales por contracción de los pilotes; mientras que las cargas transversales las resiste debido a la actuación de las armaduras de los pilotes y a la viga testera.

Pilas

Las pilas son de tres tamaños para acomodarse a las tres anchuras de la estructura de la calzada. Las pilas de sección va-

riable que tienen apoyos enganchados en las partes superior e inferior, fueron las únicas que se prefabricaron. Se colocaron en su sitio y se izaron por medio de una grúa.

Las pilas para dos y tres carriles son monolíticas con las cabezas de los pilotes. Las dos caras perpendiculares a la línea central de la superestructura son paralelas, mientras que las otras dos se inclinan hacia afuera hasta alcanzar uno de los dos tamaños constantes en su parte superior. Se empleó un programa de ordenador para realizar el cálculo elástico de los miembros bajo carga axil y momento flector biaxil, empleando el método de Saville. Las cargas de rotura producidas bajo los apoyos se calcularon empleando un método desarrollado para los bloques pretensados de los extremos.

Las pilas fabricadas in situ se hormigonaron de una sola vez. La armadura fue prefabricada y colocada en posición con el encofrado. No se emplearon espaciadores, con lo que el acabado de las superficies resulta más perfecto.

El hormigón se vertió desde las vagonetas a su sitio y se compactó con vibradores de aguja de 7,62 cm de aire comprimido. Las chavetas resistentes a esfuerzos cortantes de los apoyos fueron colocadas exactamente en posición, empleando una plantilla de madera, después de verter todo el hormigón.

Las cabezas de las pilas se guarnecen con armaduras de aluminio, a las cuales se unen elementos de aluminio ondulado que rellenan los huecos existentes entre las cabezas de las columnas y la cara inferior de la viga principal y ayudan a proteger los apoyos contra el polvo. Las bases de las pilas de sección variable se sellan a las cabezas de los pilotes con placas de cinc, las cuales les permiten un giro libre.

Tablero prefabricado

Prefabricación de las dovelas

Todas las dovelas prefabricadas se construyeron en un local cubierto y con calefacción, situado en Adlington, Lancashire, a unos 32,18 km de donde estaba el viaducto.

Una cuchara de 0,382 m³, tipo hormigonera, descargó el hormigón dentro de una de las dos vagonetas de 0,382 m³, que eran transportadas hasta el encofrado por un dumper e izada por una grúa.

La sección recta de las dovelas era constante para cada uno de los tres tipos empleados. Consecuentemente, el encofrado del intradós era común y estaba fijado rigidamente al suelo por medio de taladros en la solera.

A todos los encofrados se les colocó un chapeado de madera especial y se les protegió con «Noxcrete», que es un producto químico antiadherente. Varios tableros del intradós se usaron más de 20 veces. Los tableros húmedos exteriores, los cuales se sometieron a temperaturas de curado más altas, por causa del grosor del hormigón, se emplearon más de 10 veces. Los tableros extremos eran, cada uno, de tres piezas: la sección de la viga principal, que determinaba la forma exacta de ésta (excepto para las dovelas con talud) y dos secciones en voladizo.

La pestaña inferior de la viga principal no se encofró por arriba, mientras que el encofrado de los laterales del alma y de la parte inferior de las pestañas superiores se encastró en el orificio del encofrado extremo.

Los tubos de pretensado, de 8,89 cm de diámetro interior, se colocaron en su posición definitiva con auxilio de elementos de madera.

Los tubos rectos y los curvados de radio constante se colocaron provisionalmente con hormas internas de madera, mientras que los restantes se soldaron con latón al alma en tres puntos. La pestaña del fondo del larguero fue lo primero en hormigonarse, aunque no se terminó hasta que las dos almas estuvieron rellenas totalmente.

En total se fabricaron 807 elementos en un año, con una producción semanal máxima de 22.

Las dovelas tenían nominalmente 289,60 cm, aunque, a causa de las variaciones por conicidad, un lado difería, generalmente, de esta dimensión; a pesar de ello, ninguna tenía una longitud superior a 228,62 cm.

Dichas dovelas se proyectaron para ser transportadas sobre plataformas tradicionales sin escolta de policía ni supervisiones especiales, con tal de que no se transportaran a través de zonas urbanas durante las horas punta.

Las unidades de las columnas de tres carriles, de 35 t de peso, se transportaron de una en una, mientras

que el resto, con pesos comprendidos entre 18 y 25 t cada una, se transportaron frecuentemente por pa-rejas, una encima de la otra.

Las dovelas se cargaron en los camiones, por medio de grúas, en el local donde se fabricaban y eran des-cargadas en obra, por una grúa móvil de 67 t, en un almacén adecuado o directamente a su posición.

Elevación de las dovelas prefabricadas

A causa de la longitud de la superestructura continua y de los movimientos térmicos diferenciales entre las estructuras tensadas y las no tensadas, se utilizó un método de elevación especial.

Las dovelas se apoyaron sobre andamiajes tubulares de acero, excepto en las posiciones de anclaje, que se apoyaban sobre apoyos PTFE que descansaban sobre un pórtico de acero.

El andamiaje tenía puntales de torniquete y soportes con rótulas a fin de permitir las rotaciones lon-gitudinales.

Los elementos rigidizadores verticales eran fijos, una vez colocadas las riostras longitudinales.

Las catorce dovelas que constitúan un tramo se colocaban sobre un andamiaje rígido. Después de reali-zar la primera fase de pretensado, se quitaban el pórtico y el andamiaje.

Formación de las juntas in situ entre las unidades prefabricadas

Las juntas de 7,62 cm de anchura, situadas entre las dovelas prefabricadas, se esconzan 2,54 cm para disi-mular hasta las menores variaciones de la alineación. Después de varios ensayos con modelos de acero prefabricados cubiertos con caucho, se ha visto que éstos no eran efectivos; en consecuencia, el esconce se hizo con una pieza de madera de 2,54 cm de gruesa cortada a la anchura apropiada y unida a otra pieza de chapa de madera más ancha. Todo ello se apoya en el andamiaje. Las formas interiores se cons-truyeron con maderas lisas desde la cara opuesta.

Los tubos de pretensado, a través de las juntas, eran de goma e hinchables, rellenos con cuerdas de nylon después de colocados. El reborde del fondo del larguero se hormigonó desde el interior del cajón; el resto se hizo desde la superficie del tablero.

El tiempo transcurrido entre el hormigonado y el deshinchado del tubo fue bastante crítico. Si se des-hinchaba demasiado pronto el hormigón se derrumbaba, y si se hinchaba demasiado tarde, la goma se pegaba al hormigón, haciendo muy difícil su retirada del tubo. Se encontró que el tiempo óptimo era de 1 1/2 horas a partir del hormigonado, con una temperatura ambiental de 12,77° a 15,55 °C. Este período de tiempo se aumentó unas 3 ó 4 horas, al descender la temperatura de ambiente a 4,44° y -1,10 °C. Los tubos normales se inflaron a una presión de 1,97 kp/cm², la cual es superior a la recomendada por los fabricantes; pero se encontró que esta presión era necesaria para conseguir una estanquidad adecuada.

En tiempo frío los bordes de las dovelas se calentaron con estufas de propano y el hormigón se hizo con agua caliente. Cuando se acabaron las juntas, se colocaron mantas eléctricas, sobre el hormigón hú-medo, durante 24 horas.

Construcción in situ del tablero

El intradós del larguero se colocó primeramente para situar las juntas falsas y los tubos de pretensado. En el tablero, los tubos de pretensado eran continuos y de 7,62 cm de diámetro interior.

El encofrado para el larguero hueco se apoyó en bloques de hormigón, ocultos en las falsas juntas, con unos pernos de unión, para evitar los deslizamientos.

El hormigón se colocó en dos tongadas: la primera llenó el cordón inferior y las dos almas del larguero, y la segunda, los voladizos y la losa que hay entre los largueros. Para controlar las fisuras por retrac-ción, la longitud máxima colocada de una vez fue de 9,144 m; la losa superior tenía 18,258 m de ancho.

Instalación de los apoyos

Los apoyos para el hormigón in situ no presentaron ningún problema, ya que se colocaron antes de disponer el tablero. En el caso de las secciones prefabricadas, los apoyos se colocaron en las unidades de las pilas antes de ponerlas en su sitio. La colocación de los apoyos comprimidos exigió un gran cuidado, a fin de asegurar la alineación correcta. Las dovelas prefabricadas se colocaron sobre las columnas y se nivelaron con cuñas de acero, rellenando, después, el espacio entre los apoyos y las columnas. Las dovelas estaban siempre compensadas longitudinalmente para permitir los desplazamientos, retracción y movimientos térmicos de la estructura.

Pretensado

Se empleó el sistema de pretensado «Freyssinet» de 304,8 mm de diámetro, tipo multicable con anclajes PSC. En general, se aplicó una fuerza inicial del 80 por 100 de la tensión última (219 Mp) a ambos lados del nervio, el cual resultó con una fuerza final, después de todas las pérdidas, del 40 al 55 por 100 de la tensión última.

Las pérdidas debidas al rozamiento se calcularon bajo la hipótesis de que $\mu = 0,35$ y $K = 0,001$. Las pruebas in situ se hicieron con un gato con un cono macho que indicaba que estos valores eran razonables y compatibles con los alargamientos del nervio.

Algunos cables tienen unos 30,48 m de longitud, y se pensó inicialmente en tesarlos desde un extremo. De esta forma, se vio que el cable deslizaba frecuentemente a través del anclaje del lado fijo, incluso después de introducir el cono con un macho durante todo el tiempo de pretensado, lo cual se debía a que un lote de conos estaba mal rectificado, ya que las superficies de apoyo de los encastres se hallaban ligeramente curvadas, defecto que fue debidamente corregido por los fabricantes.

Unos deslizamientos ocasionales aparecieron en los anclajes hembras y hubo casos en que se rompieron los cables. Esto ocurrió invariablemente en la zona de anclaje y fue causado por concentraciones de grandes tensiones producidas por una desalineación del tubo con respecto al anclaje. Se permitió un máximo de dos cables rotos por nervio, con tal de que no estuvieran en el mismo cordón. Después de vencer las dificultades iniciales, alrededor del 4,9 por 100 de los cables han tenido que retesarse a causa del deslizamiento de los cordones y un 2,4 por 100 de los cables han sufrido roturas, por lo cual el 1,1 por 100 han tenido que ser reemplazados.

El contratista modificó una plataforma remolque haciéndola capaz para transportar 20 tambores, lo cual hizo posible colocar 20 cordones simultáneamente.

Estos dos remolques se colocaban generalmente sobre el tablero terminado y podían ser movidos por medio de un tractor.

Normalmente se tiraba de los cables desde el remolque, se metían por la parte superior del anclaje y salían por el extremo inferior mediante un torno anexo a un tractor oruga, situado en el suelo, por delante del anclaje inferior. El mismo tractor transportaba una plataforma sobre la cual un gato tensor sostenía un caballete, el cual se movía hidráulicamente en dos direcciones.

Hormigonado

En los primeros intentos de hormigonado se vio que era insuficiente la compactación alrededor de los tubos de pretensado en las juntas de 7,62 cm para evitar las fugas de lechada de un tubo a otro, sobre todo en vertical, ya que, en la estructura principal, cada grupo de cables se superpone a otro durante un tramo. Así, si un grupo de tubos ha sido hormigonado, las fugas bloquearían el grupo siguiente a lo largo de la estructura, impidiendo hormigonar ese grupo en el paso inmediato. Por ello, se decidió realizar el hormigonado continuo de todos los tubos de un alma en cada tramo de superestructura compuesta por dovelas prefabricadas. En la sección de dos carriles se hormigonaron alrededor de 5,334 m de tubos de cada vez, y eventualmente se contrataron alrededor de 50 hombres en jornadas de 8 horas y se emplearon 17,03 m³ de hormigón.

El hormigón usado contenía un agente expansivo y la cantidad suficiente de agente retardador para tener una mezcla trabajable, por lo menos, durante 4 horas, como protección para caso de una grave avería en las bombas. Para hacer el hormigón se empleó una hormigonera de 573,42 litros, con la dosificación siguiente: 45,36 kg de cemento; 27,68 kg de agua; 0,2768 kg de agente expansivo (Conbex);

0,2758 kg de agente retardador, y se llevó a la obra en camiones-hormigonera. Se descargó a través de dos tamices de alambre, sobre unos «containers» de almacenamiento, conectados, por tubos de alimentación de 10,16 cm de diámetro, a unas bombas de hormigón «Reader Nevander».

Cada grupo de bombeo comprendía dos bombas y un «container» de almacenamiento transportado sobre un remolque, junto con un compresor móvil. Normalmente se emplearon tres de estos grupos, mientras un cuarto permanecía parado para su limpieza.

Los inyectores para los anclajes inferiores, incorporaron espitas con válvula que se cerraron después del hormigonado. Se han colocado respiraderos para el hormigón en cada punto alto y bajo, de los tubos para los cables, que sobresalían 0,710 m por encima del tablero. Similarmente, cada anclaje superior tenía un tubo de 38,1 mm sellado al anclaje del cable; también sobresalían alrededor de 0,71 m por encima del nivel del tablero.

La operación principal de hormigonado comenzó en el extremo occidental, y cuando el hormigón puro rebosaba por todos los anclajes superiores, en el estribo 1, se comenzó el hormigonado de los correspondientes anclajes del fondo.

El primer grupo de bombeo se trasladó entonces al estribo 2 y se comenzó a bombear cuando el hormigón rebosaba por los anclajes superiores, próximos a ese estribo; este sistema discontinuo se llevó a cabo hasta el final de la operación.

Cuando el hormigón rebosaba por los respiraderos, se les sellaba con un tapón, destapándolos nuevamente, para permitir la dilatación, cuando las bombas estaban unos cinco tramos más lejos.

Radiografía gamma

Para comprobar la efectividad del hormigonado se decidió emplear, al principio, una radiografía gamma de los tubos para los cables de pretensado.

Se radiografiaron alrededor de 180 puntos y, con pocas excepciones, se vio que los tubos estaban llenos de hormigón. Las excepciones se sitúan en la rampa de anclaje donde ha sido inevitable rellenar con hormigón las rampas. Los huecos eran de unos 0,915 m de largo y daban a entender que el hormigón había sido vertido desde la cresta. El procedimiento de hormigonado se realizó a contrapendiente, siempre que fue posible. Los tubos deficientes se trataron desde la parte superior, inyectándose la lechada con una bomba manual.

Vigas de borde y mediana

Tanto las vigas de borde como la mediana llevan incorporados unos tubos de servicio para los cables telefónicos, para casos de urgencia y para el suministro de energía eléctrica.

La barandilla de seguridad lleva una barrera baja, contra golpes, de metal ligero, y la balaustrada se apoya en las vigas de borde. Se han colocado unos pasadores para poder colocar en el futuro una barrera en la mediana.

Los tableros de la viga de borde se montaron sobre gatos de tornillo, que iban preparados sobre ruedas para ser remolcados por un tractor.

La mediana se hormigonó sobre el tablero del intradós.

El sellado del hormigonado se hizo con tiras de gomaespuma.

Para reducir la fisuración debida a la retracción, se limitó la longitud máxima del hormigonado de una sola vez y se emplearon dos grupos de tableros en cada carrera. El tablero principal tenía 9,15 m de largo, excepto en las curvas cerradas, las cuales dejan un hueco de 4,58 m entre secciones que se rellenaba empleando el segundo grupo después de transcurrido un intervalo de tiempo conveniente. En las curvas cerradas de la estructura de transición y en las rampas, el tablero principal tenía también 4,58 m de longitud.

Juntas de dilatación

Son de hierro fundido con grafito esferoidal, y con dientes de 35,56 cm de longitud, en los cuatro estribos, a fin de permitir las dilataciones.

Las juntas de la mediana y de la acera son de placa deslizante, de acero inoxidable, a las que se les ha dado la forma del bordillo para que no haya solución de continuidad.

Superficie de rodadura

La superficie de rodadura de la estructura elevada comprende una capa base y otra de rodadura de asfalto vertido en caliente, con trozos de granito rojo igual que en las calzadas al nivel del suelo. Tanto la mediana como las vigas de borde se han revestido con asfalto de almacigo, colocado a mano, mezclado con piedras de calcita blanca.

Detalles diversos de la estructura elevada

Drenaje

Las dos calzadas tienen diferentes drenes, colocados dentro de los largueros, que se unen, a los existentes a nivel del suelo, por tuberías colocadas en el interior de los pilares. Los colectores y los tubos alimentadores, que están fabricados con PVC sin plastificar, se colocan dentro de las dovelas y luego se conectan a los tubos de PVC, de 10,16 y 15,24 cm de diámetro, colocados dentro de los largueros después del pretensado. Estos vierten en los embudos de PVC colocados en la cabeza de las columnas, permitiendo los movimientos térmicos de la superestructura.

El drenaje de las rampas es ligeramente diferente, ya que no hay espacio suficiente para acomodar la tubería descendente sobre las columnas menores.

Por ello, consiste en tubos de 15,24 cm dentro de los conductos de 20,32 cm que descienden por las rampas hasta los estribos.

Iluminación

La iluminación es producida por lámparas de sodio colocadas sobre báculos tipo Manchester «Adastra» de 10,67 m de altura, colocados cada 33,53 m en la mediana y sobre báculos de 7,62 m en los centros inferiores sobre las rampas. En las calzadas al nivel del suelo que corren por debajo de la estructura, los puntos luminosos se colocan en el intradós de los largueros.

Indicadores

Los indicadores de dirección, iluminados interiormente, así como la iluminación de la calle, se conectan por relés gobernados por cédulas fotoeléctricas.

Pintura

Los pasamanos y las barreras para golpes se protegieron con pintura epoxi, revisándose cuidadosamente para que no se aplicara sobre superficies húmedas o frías.

Teléfono de urgencia

Seis teléfonos de urgencia comunican directamente con la policía.

Pasos inferiores

Hay 20 pasos inferiores para peatones, 16 de los cuales están situados en los cruces.

Los muros de los tres pasos inferiores de la calle Downing están chapados con mosaico vítreo «Saivo» blanco y verde, que comienza encima del rodapié. Los muros de los restantes pasos subterráneos se recubrieron con losas con acabado de arpillera sueca «Hoganas» en color azul claro; los rodapiés son de color negro.

Todos los pasos inferiores se iluminan con luz fluorescente, colocada en el intradós del techo de los pasos inferiores y en los muros de sus accesos.

Obras a nivel del suelo y paisaje

Las calzadas a nivel del suelo tienen, en todos sus puntos, una infraestructura de 0,710 m de espesor con una base de 6,35 cm de grosor y una capa de rodadura de 3,81 cm de asfalto vertido en caliente, mezclado con piedrecitas de granito rojo.

La zona bajo el lado oeste del paso, en el cruce de la calle Cambridge, está terminada con macadam bituminoso, sellado con material rojizo; los cruces y zonas adyacentes poseen amplios espacios despejados. Se han construido muros de piedra natural, banderas de piedra natural con pies de granito, así como zonas verdes a base de césped y arbustos. Por último, se han plantado cerca de 2.000 árboles.

Intervinieron en la obra:

Asesor artístico: S. G. Besant Roberts, arquitecto.

E. F. Humphries, Dr. J. R. Lyon y H. L. Holland.

Ingeniero de la obra: A. A. Whitworth.

Consultores de pruebas: señores Sandberg.

Ingeniero de la maquinaria en obra: J. S. White.

Contratista principal: Leonard Fairclough Ltd.

Director de obra: J. A. Porter.

Director del proyecto: A. B. Hewitt.

Sr. A. Cameron-Smith, colaborador en la redacción del proyecto.

Passage surélevé à Manchester - Angleterre

Ingénieur: J. Hayes, MSc, DipTP

Ingénieurs-conseil: G. Maunsell and Partners

Il s'agit d'un passage de raccordement urbain, situé au sud du centre de la ville de Manchester, permettant de décongestionner le trafic est-ouest et agissant comme distributeur entre les routes principales d'accès du sud. Il comprend un viaduc à deux chaussées, d'environ 975,36 m, qui franchit un ensemble de routes à ras du sol et des passages pour piétons.

Dans cet article, une description de la structure surélevée est faite avec des commentaires sur les aspects notables du projet, tels que les améliorations apportées aux voussoirs en béton précontraint et les problèmes soulevés au cours de l'exécution.

Elevated road in Manchester. Gt. Britain

Engineer: J. Hayes, MSc, DipTP

Consulting engineers: G. Maunsell & Partners

This is an urban main traffic connection, running south of the civic centre of Manchester, and facilitates communications in the East West directions. It also links the main motor roads entering the city from the South. It involves a viaduct with two traffic directions, with a total length of 975 m, which runs over several highways and pedestrian footpaths. The article describes the structure of this viaduct and its special features, such as an improved type of prestressed concrete dowels and certain construction problems.

Überführung in Manchester - England

Ingenieur: J. Hayes, MSc DipTP

Ratingénieur: G. Maunsell & Partners

Es handelt sich hierbei um eine städtische Verbindungsstrasse im Süden von Manchester zur Entlastung des Ost-West-Verkehrs; sie übernimmt die Funktion eines Verteilers zwischen den wichtigsten Zufahrtsstrassen aus dem Süden. Die Überführung besteht aus einem Viadukt mit zwei Fahrbahnen, das sich in einer Länge von 975,36 m über eine Reihe ebenerdiger Strassen und Fussgängerwege hinzieht. Im Artikel wird die Hochstruktur beschrieben, wobei auch auf wichtige Aspekte des Projekts eingegangen wird, so zum Beispiel: die Verbesserungen in den Formsteinen aus Spannbeton und die während der Bauarbeiten aufgetretenen Probleme.