

## Estructuras de la variante de La Cuesta de Silva (Gran Canaria)

J.A. Torroja; R. Chueca; J.M. de Villar  
Dres. Ingenieros de Caminos.

La variante de Silva está situada en la costa Norte de la isla de Gran Canaria, entre San Felipe y Guía, en una de las zonas más accidentadas de la isla, en la que se suceden profundos barrancos, ortogonales a la costa, fruto de las sucesivas erupciones volcánicas tan características en la formación del archipiélago. Es un terreno de una geología atormentada, compuesta por series basálticas, fracturadas por el enfriamiento de las coladas, lo que ha originado innumerables grietas y cuevas, y erosionadas por la acción de las aguas torrenciales de arroyadas que ha configurado unos cantiles de fuertes pendientes. Estas series basálticas se intercalan sin ningún orden lógico con los campos de sedimentos, con distinto grado de compactación, dando lugar a un conjunto cuyas características fundamentales son: la heterogeneidad, la imprevisible aparición de los diferentes horizontes y las muy acusadas diferencias en su comportamiento.

He querido empezar hablando de la Geología porque ha sido la causa principal de las dificultades técnicas y económicas que ha debido afrontar la obra y que han hecho necesarios cinco años para su ejecución.

La carretera existente respondía, en su trazado, a los criterios mínimos de carretera de montaña, contorneando los barrancos con un sinnúmero de curvas de escaso radio y fuertes pendientes; lo que unido a su insuficiente anchura, constituía una auténtica y peligrosa barrera al intenso tráfico existente.

La inauguración de la variante, con sus 5,2 Km de desarrollo, ha supuesto un gran alivio a la comunicación de las tierras del Noroeste, de gran riqueza agrícola, con el resto de la isla; pues ha suprimido el peor tramo, reduciéndose a un 40 por 100 el tiempo antes invertido entre ambas localidades.

Para la realización de esta variante, el Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo convocó, en el año 1975, un concurso de obras, con proyecto de la Administración, en el que no se incluían las cuatro estructuras existentes, que debían ser proyectadas por el contratista concursante. La empresa constructora, Cubiertas y Tejados, S.A., nos encargó la realización de los proyectos de estas cuatro estructuras, de las que destacaban por su importancia los números 1 y 2, sobre los barrancos de Moya y del Calabozo, respectivamente.

Según el trazado del proyecto de la Administración, ambas estructuras, situadas sobre barrancos contiguos y unidas por un túnel, debían ser de planta curva, con radios variables, y precisaban unas longitudes de puente de 270 m y 420 m, respectivamente, con alturas máximas sobre fondos de barranco de 68 y 125 m.

Además del proyecto de las estructuras, en la traza definida por la Administración, se estudió una alternativa modificando el trazado de esa zona, de forma que se hacía recta la estructura núm. 2 y la núm. 1 se disponía en curva de radio constante, aumentando ligeramente la longitud del túnel entre ambas. Este cambio permitía resolver la estructura núm. 1, mediante un puente construido por el método de empuje del tablero; y la núm. 2, con un

tradicional avance por voladizos sucesivos. Esta alternativa, aunque algo más económica, no fue considerada, por introducir modificaciones al trazado; si bien, "a posteriori", creo que sus ventajas eran claras, pues además de facilitar la ejecución de los puentes, la modificación de trazado propuesto hubiese disminuído el gran desmonte necesario a la salida de la estructura núm. 2, que ha sido un punto negro de la obra y al final ha requerido la construcción de un túnel artificial.

Coincidiendo prácticamente con la penúltima Asamblea de la A.T.E.P., celebrada en Canarias, el M.O.P. adjudicó el concurso a Cubiertas y Tejados, S.A., con la solución base, cuyas características, referentes a las dos estructuras ya citadas, voy a comentar a continuación, iniciándose seguidamente las obras, que han sido inauguradas el 28 de Julio de 1981.

## ESTRUCTURA NUM. 1

El viaducto núm. 1 atraviesa el barranco de Moya, con una cota máxima sobre el fondo, de 68 m, y una longitud de 270 m (Fig. 1).

El trazado en planta comienza con una curva circular ( $R = 255$ ), seguida de una clotoide ( $A = 160$ ), una corta alineación recta y otra clotoide ( $A = 168$ ) de curvatura creciente. La rasante está en pendiente uniforme del 5,25 por 100. La plataforma tiene 12,00 m de ancho, correspondientes a dos carriles de 3,50 m, dos arcenes de 1,50 m y dos aceras elevadas de 1,00 m con barandilla y barrera de seguridad.

La estructura consta de seis tableros isostáticos, formado cada uno por cuatro vigas prefabricadas, de hormigón pretensado, de 44,60 m de luz. Las vigas tienen sección en doble T, con 2,50 m de canto, cabezas de 0,80 m de ancho y espesor de almas de 0,18 m. Van dispuestas a 3,00 m entre ejes y sobre ellas se hormigona un forjado de 0,20 m de espesor. Las vigas van unidas entre sí por dos riostras, en los extremos de cada tablero, de 0,20 m de ancho y 2,30 m de canto. El forjado es continuo cada dos tableros; de forma que no son necesarias mas que cuatro juntas de dilatación: una en cada estribo, y dos en el interior del viaducto.

El pretensado de cada viga se realiza mediante tres tendones 12T15, tesados en primera fase, y dos tendones 10T15, tesados una vez hormigonado el forjado.

Las pilas son de hormigón armado, con sección rectangular hueca de 0,30 m de espesor de pared y una altura máxima de 70 m. Su dimensión en coronación es de 2,00 x 3,00 m. Los paramentos verticales son ataludados en los dos sentidos, con pendientes del 1,5 por 100 para el longitudinal y 4 por 100 para el transversal. En su parte superior, llevan un cargadero de hormigón armado, volado a un lado y otro del fuste, y con una sección aproximadamente trapezoidal, maciza, de 4,00 m de ancho superior, 2,00 m de ancho inferior y canto variable entre 1,30 y 2,70 m.

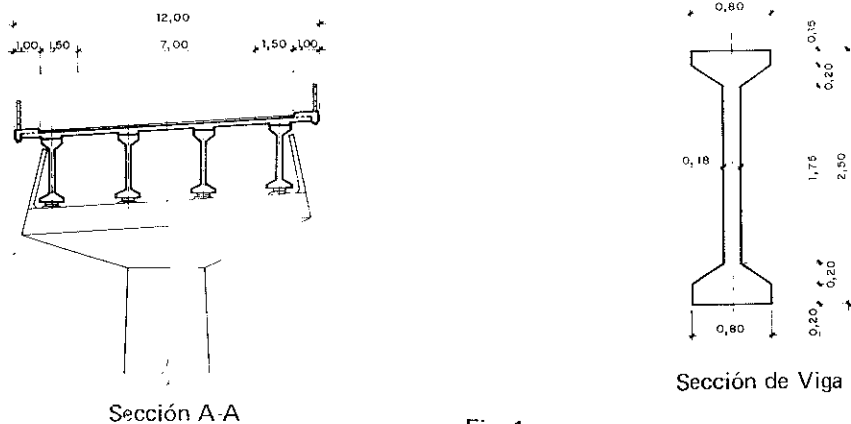


Fig. 1

Las cimentaciones son directas, mediante zapatas rectangulares de hormigón armado.

Los estribos son de gravedad, con sección en T invertida.

Las cimentaciones se excavaron a cielo abierto y las pilas se hormigonaron mediante encofrados trepadores y deslizantes. El cargadero se realizó sobre una estructura metálica sujeta a la parte superior del fuste.

Las vigas se montaron mediante una viga metálica de lanzamiento (Fig. 2).

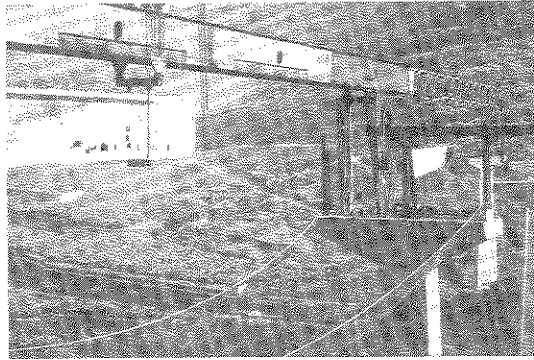


Fig. 2

## ESTRUCTURA NUM. 2

El viaducto núm. 2, salva el barranco del Calabozo con una cota máxima sobre el fondo de 125 m y una longitud de 416 m (Fig. 3).

Su trazado es de planta curva, con una primera parte circular, de radio  $R = 400$  m, y la final en clotoide, de parámetro  $A = 244$ . El perfil longitudinal es una rampa uniforme del 5,25 por 100.

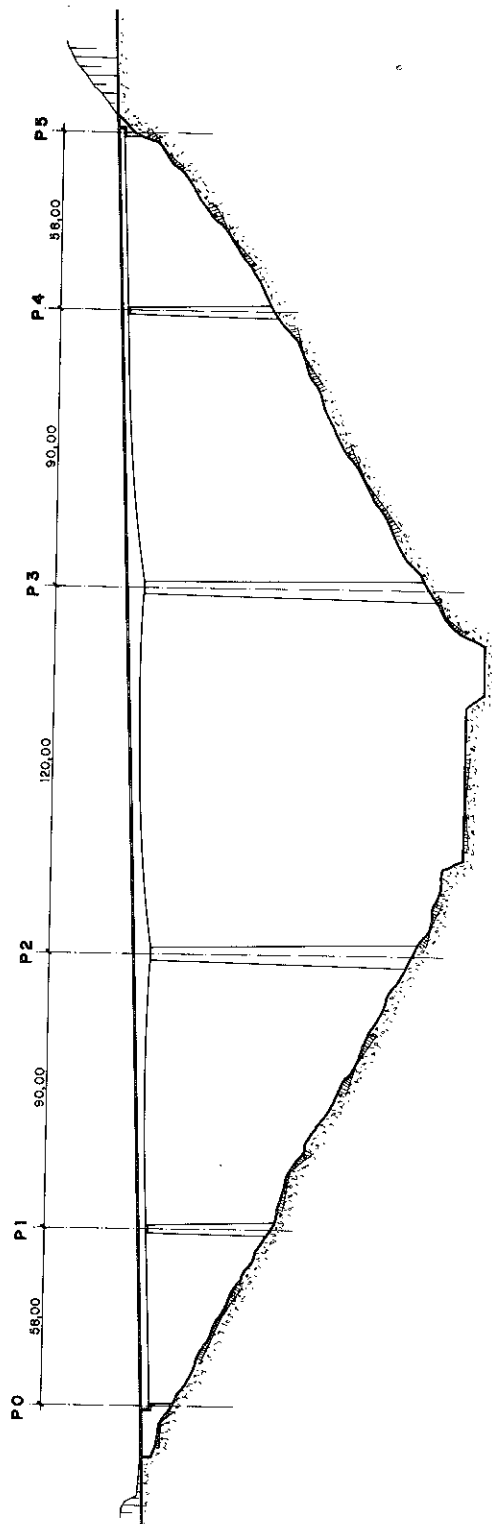
La plataforma tiene las mismas características que en el viaducto núm. 1.

El tablero está constituido por una viga cajón, de hormigón pretensado, continua, de cinco vanos de 58 - 90 - 120 - 90 - 58 m de luces, empotrada en las dos pilas centrales y apoyada a través de aparatos de neopreno-teflón en las pilas laterales y estribos.

La viga es de canto variable en el vano central y parte de los intermedios, siendo sus valores 6,0 m en los arranques de pilas y 2,70 m en la clave, y uniforme e igual a 2,70 m en la zona que resta de los vanos intermedios y en la totalidad de los laterales.

La sección transversal es tipo cajón rectangular, unicelular, de 6,50 m de anchura, prolongado superiormente por dos voladizos de 2,55 m, hasta completar los 11,60 m de anchura del forjado superior que, posteriormente, con el hormigonado de las impostas, alcanzan los 12,0 m de ancho total de la plataforma. Los voladizos tienen espesor variable, desde 0,18 m en su extremo, hasta 0,55 m en su empotramiento al final de la cartela. La parte central del forjado superior tiene un espesor constante de 0,23 m, hasta su unión con la cartela de 0,70 m, y 0,55 m de espesor en el empotramiento con el alma. Las almas tienen espesores constantes de 0,40 m. El forjado inferior es de espesor variable, entre 0,20 m y 0,95 m en la unión con las pilas centrales, y 0,60 m sobre las pilas laterales.

En la zona sobre las pilas centrales, los paramentos de las pilas se prolongan, en el interior del tablero, en unos diafragmas transversales, de 0,40 m de espesor, inclinados, que se



ALZADO

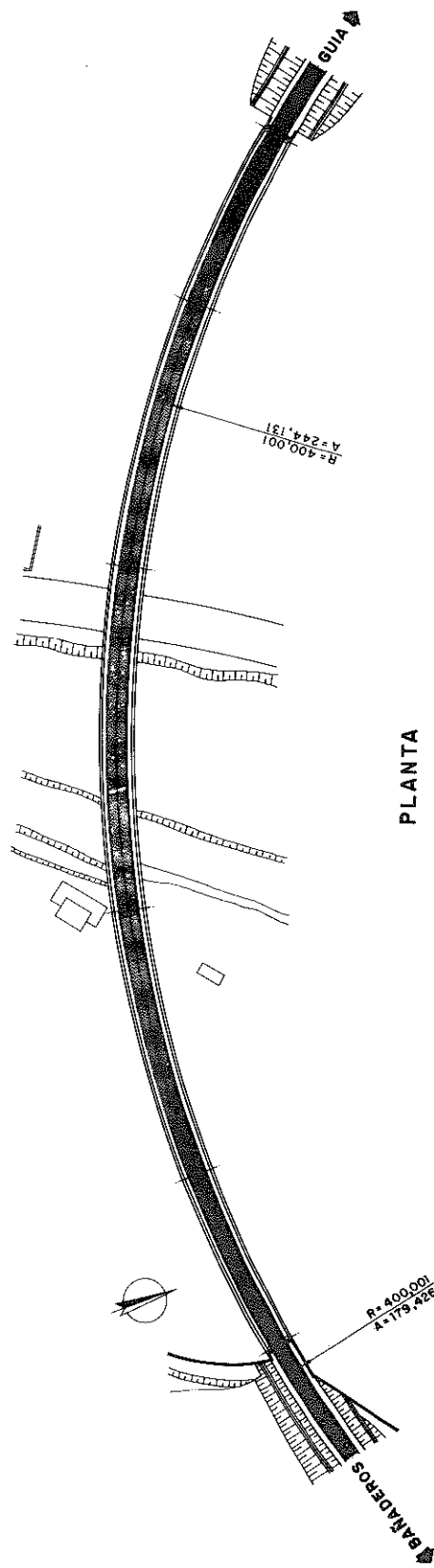


Fig. 3

unen en su parte superior y absorben los esfuerzos producidos por la descompensación de momentos a un lado y otro de la pila. Sobre las pilas laterales y estribos, van dispuestos, asimismo, unos diafragmas transversales, verticales, de 1,0 m de espesor en las pilas y 1,10 m en estribos.

El tablero va pretensado longitudinalmente por los tendones del denominado pretensado isostático, que va dispuesto por el forjado y voladizos superiores y se aplica gradualmente conforme avanza la construcción, y por el pretensado de continuidad, dispuesto en el forjado inferior, (a excepción de dos tendones que discurren por el forjado superior), y aplicado una vez lograda la continuidad de la estructura. Este pretensado se ancla en unos nervios transversales previstos, a tal efecto, en el forjado inferior.

Los pretensados isostáticos están formados por 32 tendones 10T15, en los voladizos correspondientes a las pilas laterales, y por 56 tendones de 10T15, en los voladizos correspondientes a las pilas centrales.

Los pretensados de continuidad están formados por 18 tendones 12T15, en el vano lateral; 13 tendones de 12T15, en el vano intermedio, y 22 tendones 12T15, en el central.

Además de este pretensado longitudinal, va dispuesto un pretensado vertical de alma, en las zonas en que los esfuerzos cortantes y de torsión, éste último de importancia debido a la curvatura del puente, lo hacen necesario. Este pretensado está constituido por tendones 2T15, colocados en el centro de las almas y tesados desde su extremo superior, con separaciones que van, desde 0,20 m en las zonas sobre las pilas laterales y estribos, hasta 1,20 m en las zonas de los voladizos de las pilas centrales.

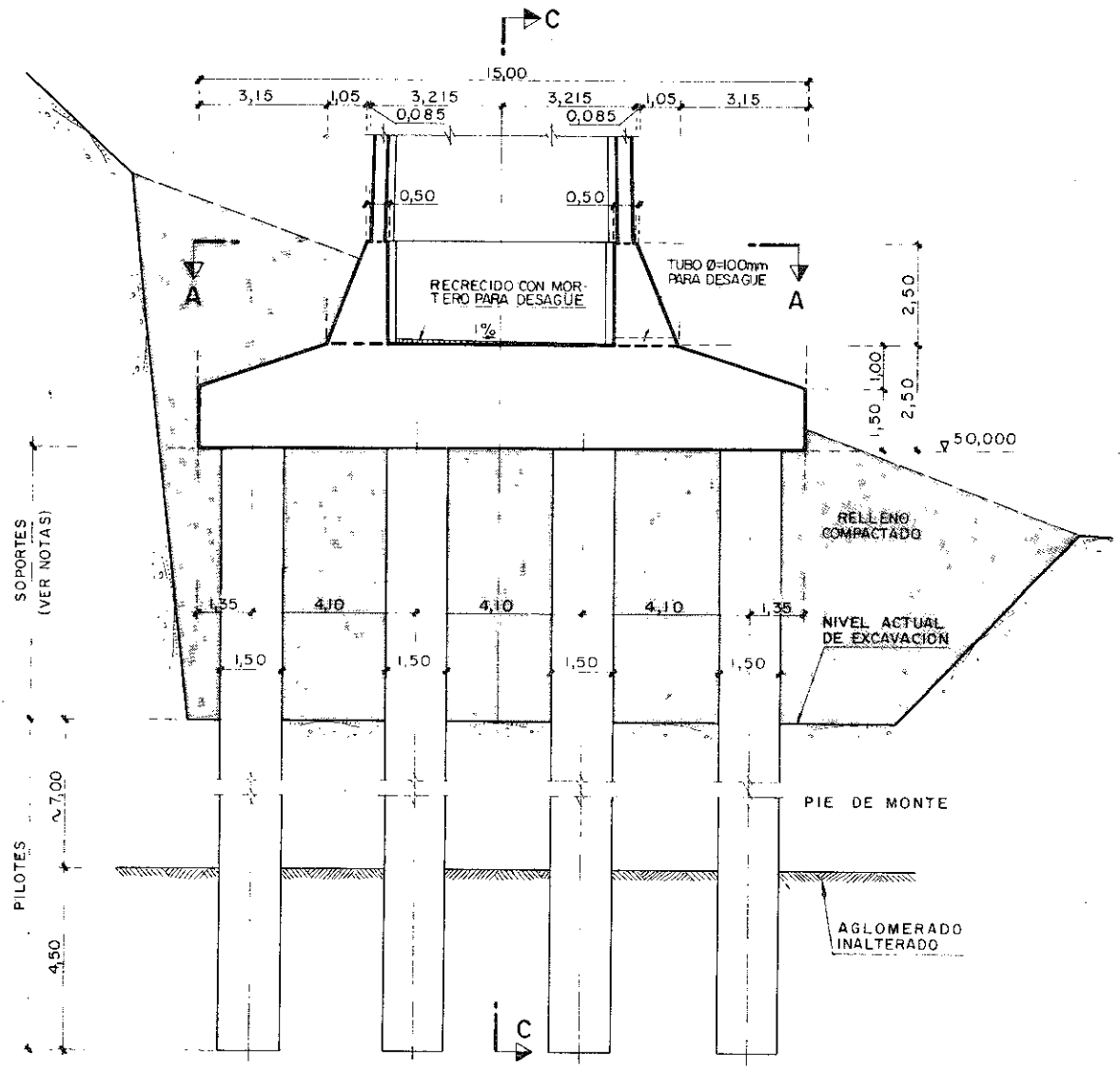
El apoyo del tablero sobre las pilas laterales y estribos, se realiza a través de aparatos de neopreno-teflón, de 1.200 Mp y 300 Mp, respectivamente, en número de dos por cada línea de apoyo, de los cuales uno es libre y el otro unidireccional, orientado de forma que permita el movimiento longitudinal del tablero y por el contrario impida el transversal, transmitiendo a las pilas y estribos las reacciones transversales debidas al viento, sismo, fuerza centrífuga, etc.

Las pilas son de hormigón armado, de forma troncopiramidal, con pendientes de sus paramentos del 1,5 por 100 en sentido longitudinal y 3 por 100 en sentido transversal. Su sección es rectangular, hueca, con espesores de pared de 0,35 m, constantes en toda la altura. En las pilas laterales, las dimensiones en cabeza de pila son de 2,0 x 6,5 m; mientras que en las centrales, en la sección de empotramiento con el tablero, son de 3,80 x 6,50 m. Tanto unas como otras van macizadas en su parte superior y empotradas inferiormente en un pedestal, también hueco, que sirve de unión entre los fustes y las zapatas. Las alturas de las pilas varían entre 50 m y 107 m.

Las cimentaciones de las pilas laterales son directas, mediante zapatas rectangulares de hormigón armado; y las centrales, proyectadas como directas y comenzadas a construir así, requirieron ser cambiadas, al realizarse la excavación y comprobar la irregularidad de la base de apoyo, a encepados cimentados mediante 16 pilotes de 1,50 m de diámetro y 850 t de capacidad portante, excavados manualmente hasta profundidades variables, superiores a 9,0 m, definidas "in situ" por la condición de empotrarlos 4,0 m en el aglomerado compacto. Estos pilotes se prolongaron por encima de la cota de excavación, para situar el encepado a una cota superior, recubriéndose con pintura asfáltica a fin de reducir el rozamiento con el relleno vertido bajo el encepado (Fig. 4).

Las pilas se hormigonaron con ayuda de una combinación de encofrados trepadores, en las esquinas, y deslizantes en las zonas centrales de las paredes.

El tablero se ha construido por el sistema de dovelas hormigonadas in situ, mediante carros de avance, a excepción de una zona de 24,20 m de longitud a partir de los estribos,



SECCION B-B  
ESCALA 1:100

Fig. 4.

que por condicionantes de la luz lateral, requirió construirse sobre cimbra convencional. Sobre las pilas laterales, se construyó una cabeza de pila excéntrica, de 7,85 m, y quince dovelas de 3,45 m. Sobre las pilas centrales, la cabeza tenía una longitud de 13,60 m y se hormigonaron doce dovelas de 3,20 m y dieciséis de 4,10 m. El cierre entre los diversos tramos de tablero, se realizó avanzando simétricamente desde estribos al centro del puente, mediante cinco dovelas de 2,60 m de longitud.

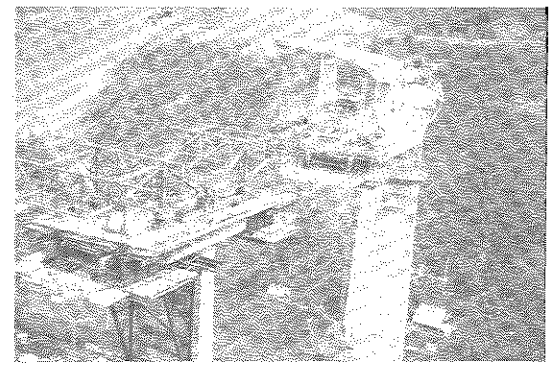


Fig. 5.

Los voladizos correspondientes a las pilas laterales, cuyo canto es constante, al no estar empotrados en las pilas, requirieron la ejecución de un jabalcón metálico, en la cabeza de pila, para proporcionar el apoyo provisional hasta el momento de su solidarización con la zona hormigonada sobre cimbra. El jabalcón consistió en dos cuchillos triangulados, bajo las almas del tablero, arriostrados transversalmente y unidos al tablero y la parte superior de la pila mediante un pretensado, y apoyados, en su parte inferior, en una viga pasante de lado a lado de la pila. El apoyo del tablero en el jabalcón se efectuaba a través de unos botes de arena; este sistema permitía girar el voladizo alrededor de la pila, en cualquier fase antes de su unión a la zona sobre cimbra, posibilitando la corrección de desviaciones en las deformaciones obtenidas (Fig. 6).

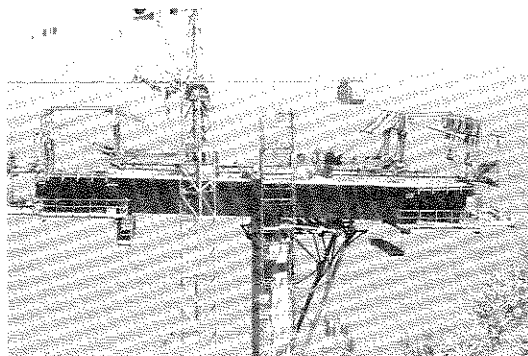


Fig. 6

En este mismo sentido, se actuó disponiendo los apoyos en los estribos, sobre unas placas metálicas; de forma que, si hubiera sido necesario, añadiendo o eliminando algunas placas, se podía girar incluso el tramo ya unido; es decir, se podía actuar sobre la cota del frente de dovela a unir con los voladizos de las pilas centrales, que al estar empotrados en las pilas, debían considerarse como puntos fijos de la obra.

La disposición de estas placas, resultó de gran utilidad para una operación distinta a la que estaba prevista, y que fue la sustitución de un apoyo mal colocado, en el puente totalmente acabado (Fig. 7).

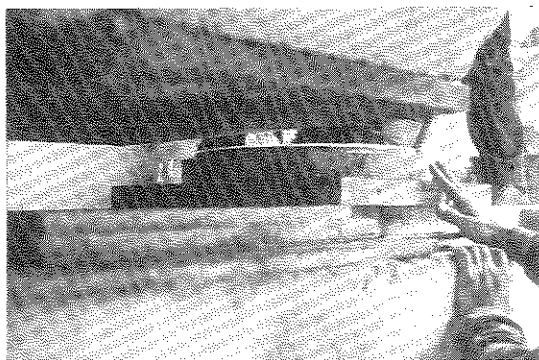


Fig. 7

El cálculo se realizó con el programa HYBRA, considerando las diversas estructuras, correspondientes a las sucesivas fases de construcción, como pórticos espaciales. Dada la gran importancia de las pilas, se realizó un programa de cálculo y dimensionamiento, considerando el efecto del pandeo, que a través de un proceso iterativo y mediante los diagramas deformación-tensión de hormigón y acero, iba calculando las deformaciones en cada ciclo y variando, por consiguiente, los esfuerzos iniciales, del siguiente, hasta que se estabilizan los corrimientos de los diversos nudos.

Dada la importancia de las deformaciones de los voladizos, durante la construcción se prestó especial atención al control y corrección de flechas, modificando, según los resultados obtenidos, las cotas de nivelación de los carros de avance, para cada dovela. Para disponer de datos reales sobre el comportamiento del hormigón, se construyó, antes de iniciarse la estructura, una viga de prueba que fue sometida a un proceso de carga de larga duración, superior a seis meses, a lo largo del cual se tomaron periódicamente lecturas de las deformaciones acaecidas, que proporcionaron valores contrastados del módulo de elasticidad y del coeficiente de fluencia.



Fig. 8

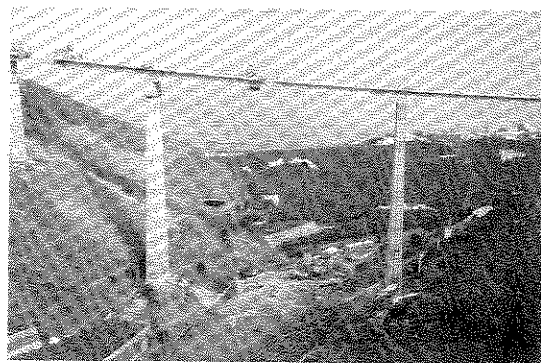


Fig. 9

En este mismo ensayo se detectó que, debido al árido basáltico, el peso específico del hormigón era superior al normal; lo que obligó a revisar el proyecto, considerando un peso de  $2,7 \text{ t/m}^3$ .

El resumen de mediciones de los materiales utilizados en el tablero es el siguiente:

	TOTAL	CUANTIAS POR M <sup>2</sup>
Hormigón	3.534 m <sup>3</sup>	0,71 m <sup>3</sup>
Acero pretensado	151.900 Kg	30,4 Kg
Acero pasivo	576.000 Kg	115,0 Kg

Como ya he dicho, la obra ha sido construida por Cubiertas y M.Z.O.V.

La Dirección por parte de la Administración, ha corrido a cargo del Ingeniero D. Sergio de la Fé.

El sistema de pretensado utilizado ha sido el Freyssinet, que ha suministrado asimismo los apoyos y juntas de dilatación.

No quiero finalizar sin citar a los técnicos de la constructora, adscritos a la obra, sin cuyo continuado esfuerzo no hubiese sido posible: Carlos Abadía, Miguel Angel Pérez López y Jacinto Sánchez Polo.