Informes de la Construcción Vol. 20, nº 195
Noviembre de 1967

puentes de la autopista de La Coruña

Dr. Ingeniero de Caminos C. FERNADEZ CASADO

madrid

© Consejo Superior de Investigaciones Científicas
Licencia Creative Commons 3.0 España (by-nc)

puentes de la autopista de Madrid a La Coruña

C. FERNANDEZ CASADO, Dr. Ing. de Caminos

562-105

La ocasión feliz de haberse planeado con urgencia la transformación en autopista de la carretera de La Coruña en un trozo que se estaba mejorando por desdoblamiento, determinó que se proyectaran con cierta premura, es decir, de una vez y por una sola mano, los diez pasos para cruce a distinto nivel que exigía el cambio de categoría en el trozo de Las Rozas a Villalba.

La primera parte de este trabajo ha sido publicada en el número 194 de esta Revista.

A la presión de estas circunstancias imperiosas, pero con el tiempo suficiente para madurar el estudio de las soluciones más convenientes, ha surgido esta serie de pasos inmersos en un paisaje que vibra al contrapunto de la llanura en que se asienta Madrid y de su cercana Sierra. La carretera asciende ganando escalones, jalonados por la orografía y por el poblamiento, entroncando trozos sucesivos de vía romana, cañada pecuaria, arrecife de los Austrias, calzada de los Borbones y atajos del camino de postas. Precisamente, por una coincidencia lógica, nuestras obras están en las coyunturas de esta retícula.

La similitud de las condiciones del tráfico y de las facilidades geotécnicas para cimentar las obras, favorables a una homogeneidad en la morfología de las construcciones que había que proyectar, tendencia reforzada por una voluntad expresa de normalización con horizonte más amplio hacia el futuro de las autopistas españolas, ha quedado contrarrestada por la individuación que exigen las particularidades de cada caso, atendidas con un interés si cabe más importante que a la otra dirección.

En estas condiciones contrapuestas la normalización ha salido a flote en los pasos inferiores, tres de carretera y uno de ferrocarril, pues no sólo una misma solución ha sido utilizada dos veces (losas pretensadas de Pinar de Las Rozas y Peñascales), sino que cualquiera de ellas pudiera volver a reproducirse en otro proyecto de autopista o simplemente de paso vial a distinto nivel, cuando la inferior sea ferrocarril o carretera de importancia secundaria.

Por el contrario, en los pasos superiores la normalización ha fracasado, ya que aun manteniéndose la misma idea en todas las estructuras, no existe reproducción material en ninguna de ellas. Las obras correspondientes son mucho más importantes que las de pasos inferiores, y además los detalles particulares de la acomodación al terreno tienen mayor repercusión en la totalidad del proyecto. Esto hay que rebajarlo un tanto teniendo en cuenta que en nuestro caso se trata de una carretera desdoblada que pasó a autopista en pleno desarrollo.

Bien mirado, no resulta tan descorazonador el resultado en que hemos desembocado, ya que lo posible y, a la par, interesante, es disponer de una colección de pasos inferiores que solucionen la casi totalidad de las obras de esta clase. En cambio, la importancia y variedad de condiciones de los pasos superiores no permiten alcanzar este desiderátum, pero se tiene actualmente normalizado su cálculo a través de programas de ordenador electrónico, que reduce a un mínimo la labor engorrosa del cálculo, y además permite desenvolverlo dentro de la mayor finura de precisiones y variantes. Para aquellos casos de excepción donde esto no se consigue, tenemos los modelos reducidos estructurales.

De este modo el ingeniero puede emplearse a fondo en su misión primordial de proyectar y precisamente sobre una de las estructuras que más se prestan a ello, por la riqueza de sus posibilidades todavía no desarrolladas en el hormigón pretensado, que por una coincidencia no casual, al permitir luces y esbelteces casi dobles que en hormigón armado normal, cumple mejor las condiciones de altura estricta de dintel y máxima diafanidad en el paso.

Este tipo de viaducto para cruce vial, que es el más reciente en la historia del puente, trae una demanda de perfección formal al destacarse desde todos los puntos de vista, pero además, al limitar un espacio que ha de vivir fugazmente el conductor forzado a atravesarlo, impone nuevas obligaciones al ingeniero que la proyecta. En este aspecto la solidaridad humana entre ingeniero y usuario se establece a través de un mensaje de serenidad lograda por el equilibrio en tensión de la estructura, serenidad tan necesaria al hombre actual, ajetreado no sólo por el tráfico de la carretera, sino que más profundamente por el tráfico de la vida.

© Consejo Superior de Investigaciones Científicas
Licencia Creative Commons 3.0 España (by-nc) http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es

colaboraciones

La realización de las diez obras que finalizamos
en este número
y que en la introducción atribuíamos
metafóricamente a «una sola mano»,
se debe a la actuación de un «equipo»
numeroso y vario,
encabezado por los tres directores generales
de carreteras que se han sucedido
durante la ejecución:
Camilo Pereira, bajo cuya dirección se planeó
la conversión de carretera en autopista;
Pedro Mañueco,
y Pedro Areitio, que dirigió la remodelación
del nudo Villalba.

Estableciendo una continuidad en el desarrollo
paralelo de obras de fábrica y vialidad,
Jorge Fanlo,
desde la Sección de Proyectos de la D. G.,
y Emilio Miranda,
desde la Oficina Regional de Proyectos,
cuyo ingeniero, Ignacio Martínez Sanz, proyectó
todos los nudos
donde se ubican los puentes.

La construcción se llevó
a cabo por la Jefatura Provincial de Madrid
dirigida por su segundo jefe
Rafael Yncenga,
teniendo como ingenieros encargados
a Frutos Santiago para
la primera parte, y a Vicente Checa, en la segunda,
colaborando con ambos Jacobo Abecasis.

© Consejo Superior de Investigaciones Científicas
Licencia Creative Commons 3.0 España (by-nc)

La Empresa constructora fue Huarte y Cía, S. A,
desde su sección de Obras Civiles,
dirigida por el ingeniero José Malumbres,
que fue secundado
por los ingenieros de Caminos
Francisco Abollado,
Emilio Salaverri y José María López Sáiz.
También debemos consignar
los encargados Jesús Martínez y Antonio Sancerni.

Y por último,
nosotros mismos, que firmamos los artículos
en singular,
como representación de todo el equipo,
nos hemos ampliado a plural,
y precisamente
en el transcurso de estas obras,
añadiendo al nombre propio un S. A.,
en el cual destacan
mis dos colaboradores inmediatos:
Javier Manterola y Leonardo Fernández Troyano,
quienes han intervenido,
no sólo en el proyecto y ejecución de las obras,
sino en la redacción de estos artículos.

En cuanto a las fotografías,
una parte ha sido realizada por nosotros
mismos;
otra, por los fotógrafos: Kindel
y C. Jiménez,
y las aéreas, por la Sociedad Aeropost.

© Consejo Superior de Investigaciones Científicas
Licencia Creative Commons 3.0 España (by-nc)

IX pasos de La Navata

9.1. Condiciones de partida.—Estos pasos sirven a la bifurcación ya existente de la carretera al pueblo de La Navata, siendo dos diferentes en serie, pues en la zona de cruce las dos vías de la autopista están muy separadas, y rompen la continuidad de obra única. Como en todos los pasos sobre autopista, se aprovecha la ocasión para permitir cambio de sentido al tráfico de ésta.

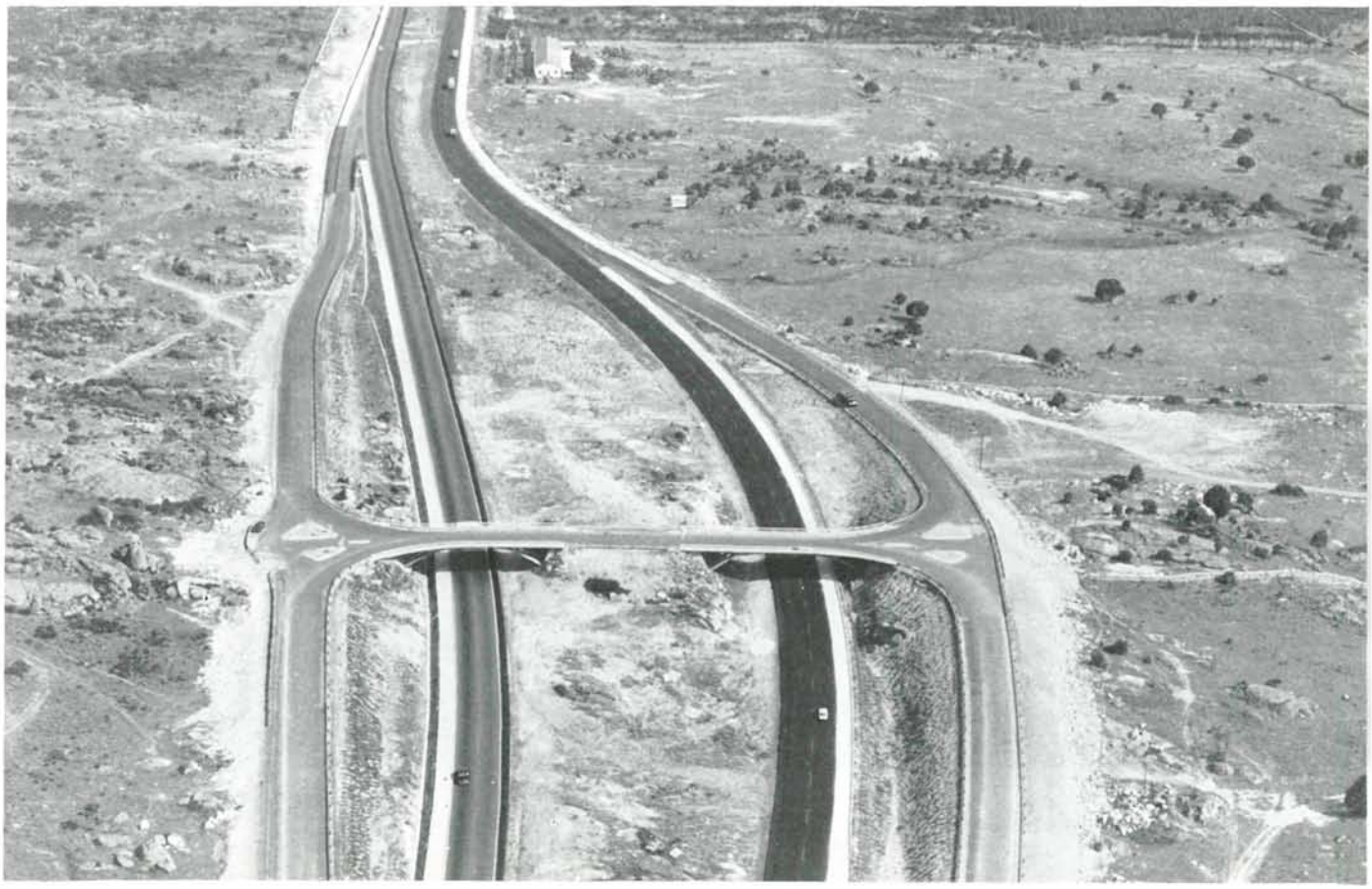
La anchura de plataforma es de 10,00 m, que en las zonas extremas de cada una se amplía para enlazarse en abanico con las vías de servicio. La inclinación es muy fuerte, ya que en el de vía A tenemos rampa del 2 % y pendiente del 6 %; y en el de vía B, pendiente única del 7 %. En cuanto a la autopista, se tienen vías normales independientes de tres carriles con plataforma de 15 m y cunetas marginales; pero las luces teóricas de las dos obras son diferentes, pues se han adaptado a las condiciones topográficas y a las muy forzadas de la rasante, resultando de 25,00 y 28,00 en la superior e inferior, respectivamente.

9.2. Descripción de las obras.—Las obras responden al tipo de pórtico de tres vanos con pilares inclinados que reducen la luz del dintel y mejoran las condiciones de compensación de flexiones en el mismo. El dintel se organiza en losa de altura variable, que se aligera primero con siete alvéolos circulares de 30 cm y después con otros siete rectangulares separados por tabiques longitudinales de 0,20 a 1 m, dejando losas superiores e inferiores también de 0,20. Esta ordenación se interrumpe por una viga transversal inclinada a cada lado, en la que inciden los pilares correspondientes. La anchura normal donde no hay ensanche por abanicos es de 7,00, quedando las aceras en voladizo total; el máximo ensanchamiento es hasta 12 m en uno de los lados. Al comenzar el ensanchamiento los tabiques laterales se duplican, siguiendo uno de ellos la superficie cilíndrica que corresponde a calzada, con lo cual las aceras continúan en voladizo.

Los pilares llevan inclinación diferente en cada zona de apoyo y son series de tres en correspondencia con los alvéolos central y laterales y tienen la misma anchura de 1,00 en cada uno de ellos, excepto los laterales de las zonas ensanchadas por abanicos, los cuales amplían su cabeza para enrasar con los paramentos laterales del dintel. Su sección es rectangular, con canto variable desde 0,25 a 0,50 m de pies a cabeza en todos ellos. Su longitud está comprendida entre 6,14 y 5,75 metros.

El trasdós del dintel se adapta a las rasantes del tablero, que son dos, rampa y pendiente, cortándose sobre la sección central en el superior y pendiente única en el inferior. Para el intradós se ha estudiado una variación de espesores distintas en cada puente, pero simétricas en ambos, resultando curvo en el vano central y recto en los laterales. Los valores extremos adoptados son de 0,50 a 0,60 m en centro y bordes extremos, y de 1,30 en la incidencia con los pilares. Las distancias entre estos puntos de incidencia son de 15 y 18 m en el de vía A y en el de vía B, respectivamente.

Vista del nudo de La Navata en dirección a Madrid.



© Consejo Superior de Investigaciones Científicas
Licencia Creative Commons 3.0 España (by-nc)
http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es

Vista de ambos pasos desde el lado Villalba.

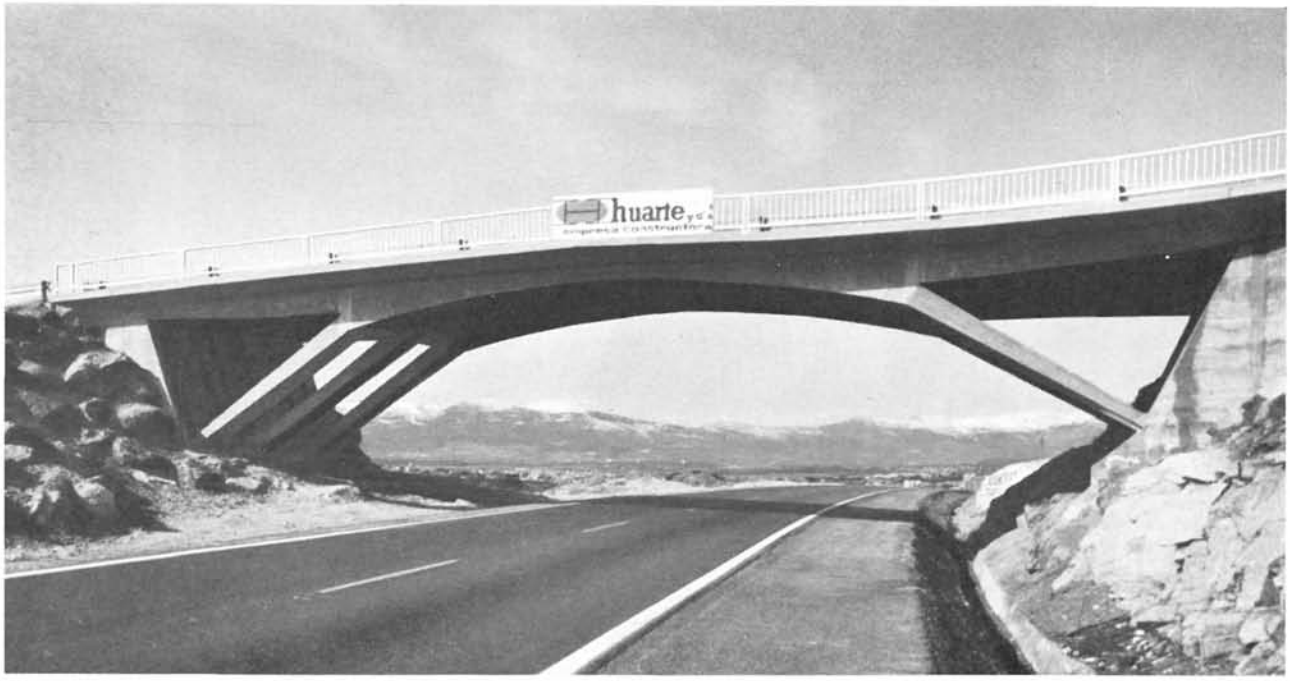
Los pies de los pilares y las extremidades del dintel se sustentan por empotramiento y simple apoyo, respectivamente, sobre un macizo de hormigón común, que reparte las cargas al terreno y consolida la superficie del mismo, que es granito, aunque con diaclasas bastante abiertas; también sirven de estribos conteniendo el terraplén en la parte superior, aunque, salvo el de nivel más bajo, esta función es de poca importancia. Por los lados se prolongan en aletas curvas cuando existen abanicos. La sustentación del tablero se hace a través de neopreno.

La armadura de pretensado se constituye por dos barras de 26 Dywidag, con excentricidades variando a lo largo de cada tabique. En realidad, forzando un poco la armadura complementaria, hubiera servido la forma estructural sin rectificación de pretensado, pero con esta adición se ha conseguido eliminar las tracciones en todo el volumen.

9.3. Tipo de estructura utilizada.—Como hemos indicado en la introducción, las estructuras utilizadas en estos dos pasos son las que más difieren del tipo adoptado como básico en el estudio previo. Las condiciones de partida eran las más duras y anormales, ya que realmente si la variante de carretera se hubiera proyectado desde el principio como autopista, no se habría localizado el paso en esta zona o no se habrían separado tanto las dos vías.

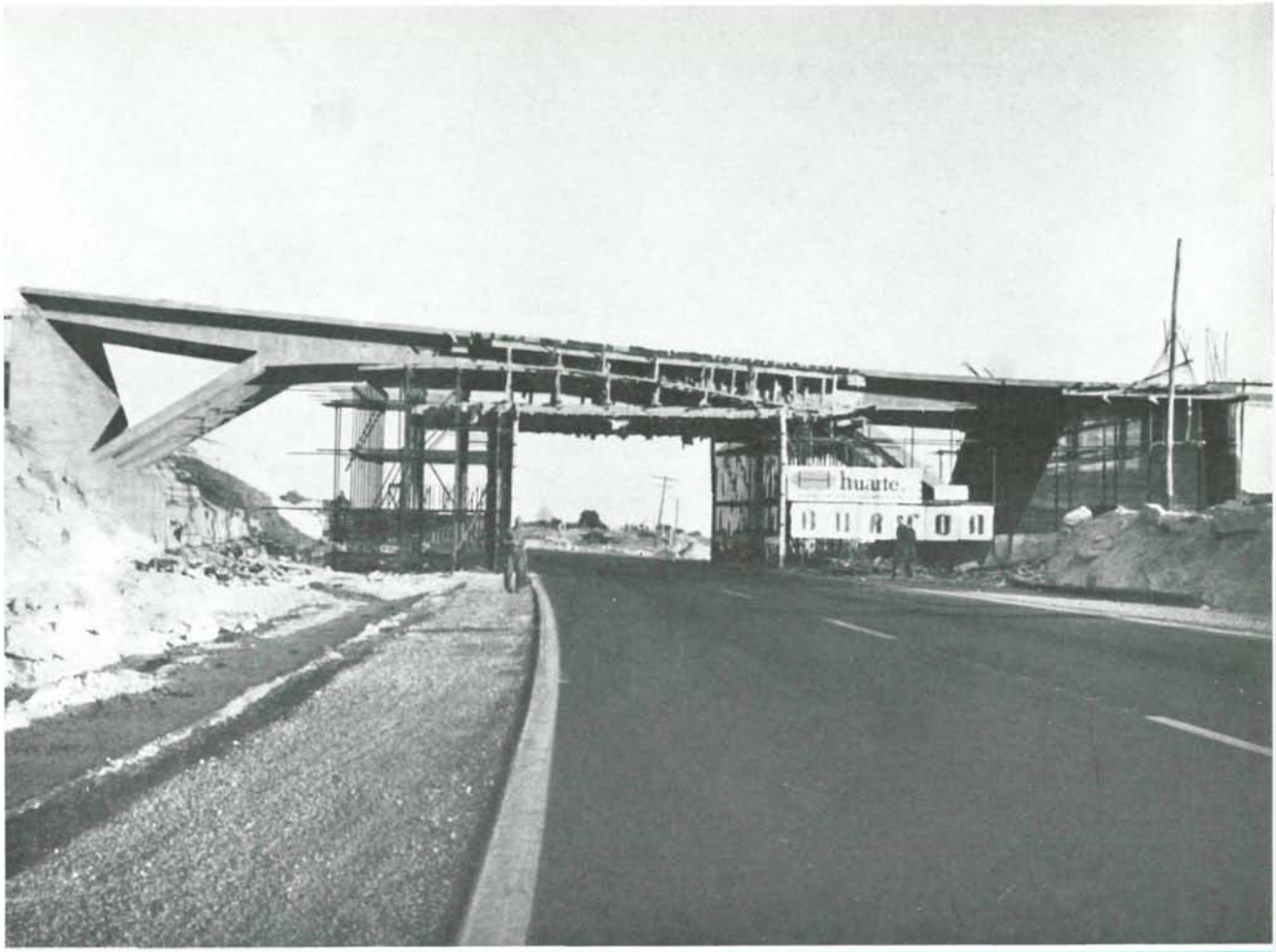
El cambio de rampa a pendiente dentro de la obra perturba siempre el aspecto de la misma, habiéndose reajustado el enlace en la de vía A, para que la intersección de rasantes se verificara en la sección central. Salvo esta pequeña rectificación, se han adoptado íntegramente las condiciones derivadas del estudio vial.

La duplicidad de obras y la heterogeneidad tan marcada en las condiciones naturales de ubicación de cada una de ellas, así como las condiciones artificiales de sus rasantes, han hecho difícil el intento de darles homogeneidad de aspecto. Hemos procurado no resaltar estas condiciones huyendo de los elementos estructurales que los acentuaran, como serían estribos o pilas verticales, y así no existe ninguna línea definida con esa dirección. Por otro lado, las inclinaciones rocosas de laderas piden estribación, y, como las soluciones de arco puro destacarían las anomalías, elegimos la solución intermedia de pórtico con patas inclinadas que se encuentra en uno de los extremos de la gama de subtipos del tipo adoptado, según hemos visto ya en la introducción. El triángulo de sustentación se cierra a través del estribo, que, en este caso, tiene rigidez práctimente infinita. Dada la inclinación de los pilares y las diferentes inclinaciones de los de cada grupo, descartamos las columnas cilíndricas y adoptamos la sección rectangular con dimensión transversal constante y decrecimiento en alzado de cabeza a pie, con lo cual se obtiene una cuasi-articulación en esta última sección. Como en el centro del dintel tenemos también una sección mínima, la estructura se aproxima mucho a un pórtico triarticulado, que, en otras condiciones de cimentación, hubiera sido interesante como isostática, pero no en ésta, donde tenemos cimentación en roca.

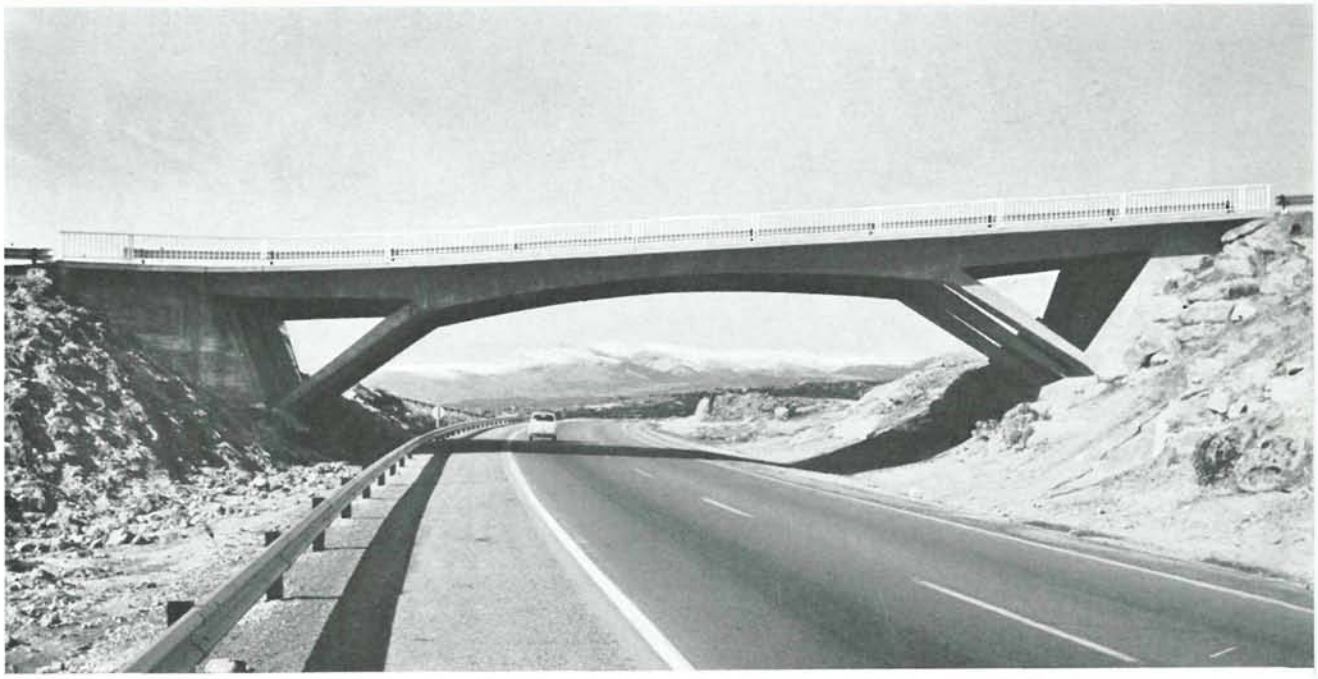


 Paso de la vía A (Madrid-Villalba).

© Consejo Superior de Investigaciones Científicas
Licencia Creative Commons 3.0 España (by-nc) http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es



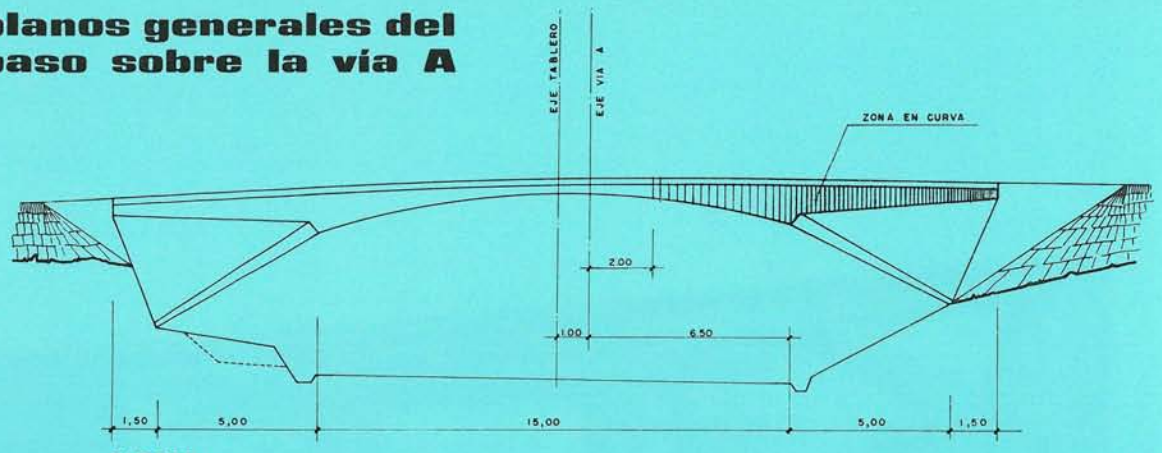
Paso de la vía B en construcción.



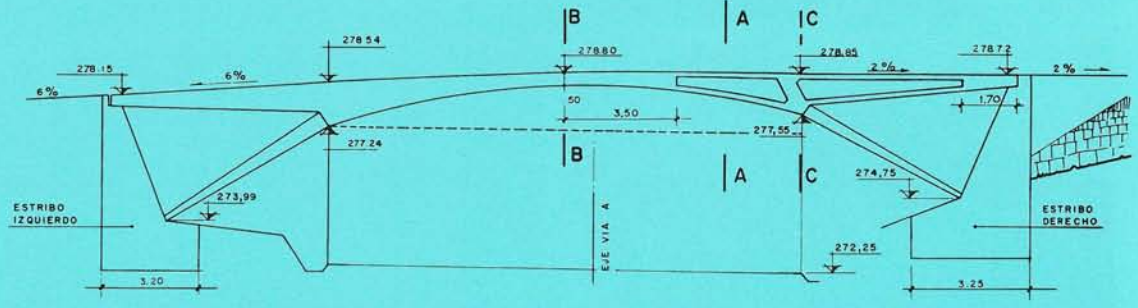
Paso de la vía B (Villalba-Madrid).

© Consejo Superior de Investigaciones Científicas
Licencia Creative Commons 3.0 España (by-nc)
http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es

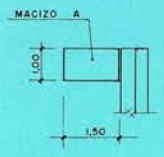
planos generales del paso sobre la vía A



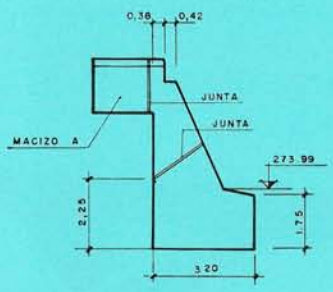
ALZADO



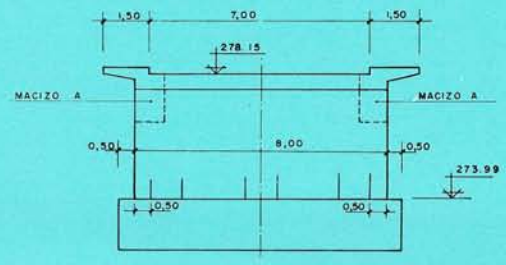
SECCION LONGITUDINAL



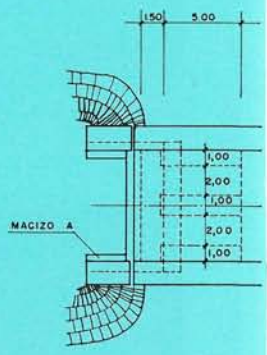
PLANTA



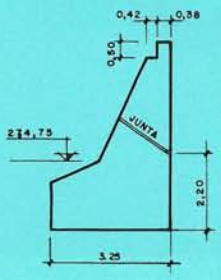
SECCION



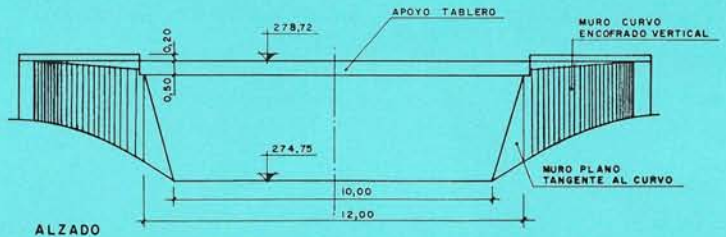
ALZADO
ESTRIBO IZQUIERDO



PLANTA

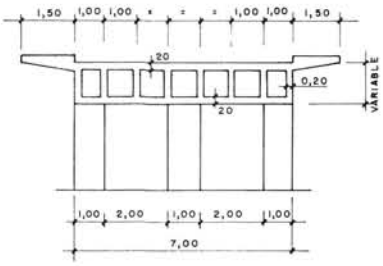


SECCION

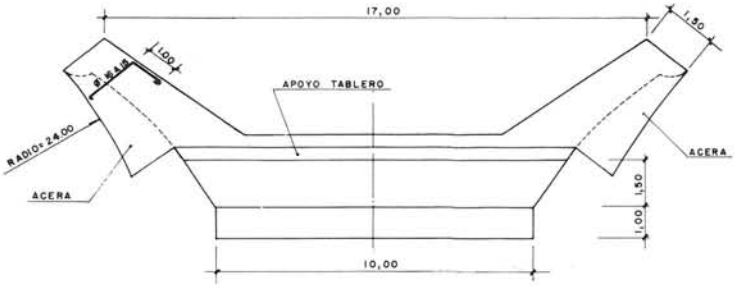


ALZADO
ESTRIBO DERECHO

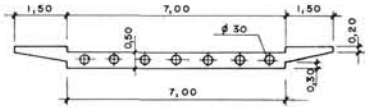
© Consejo Superior de Investigaciones Científicas
Licencia Creative Commons 3.0 España (by-nc)
http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es



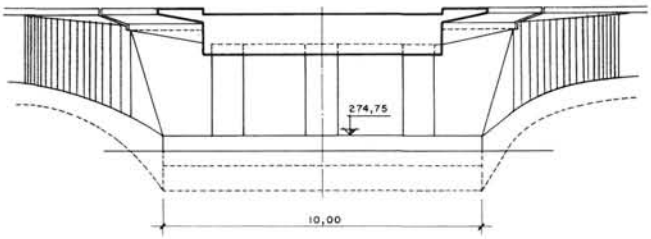
SECCION A-A



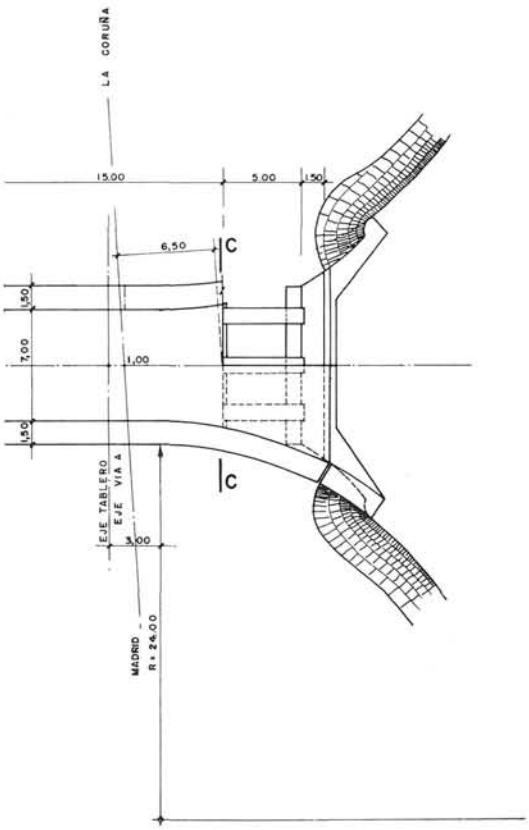
PLANTA (ESTRIBO DERECHO)

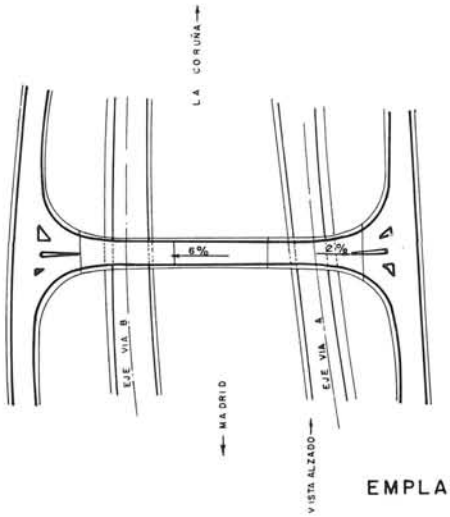


SECCION B-B



SECCION C-C (ESTRIBO DERECHO)



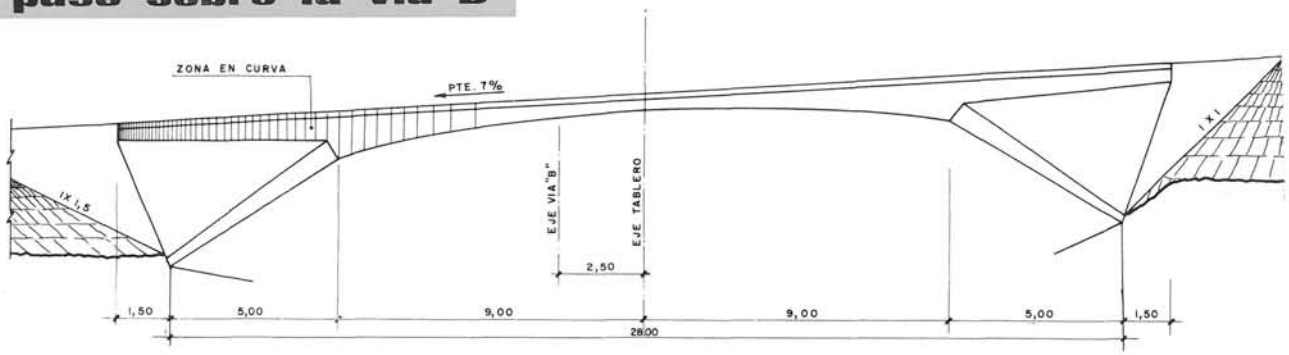


EMPLAZAMIENTO

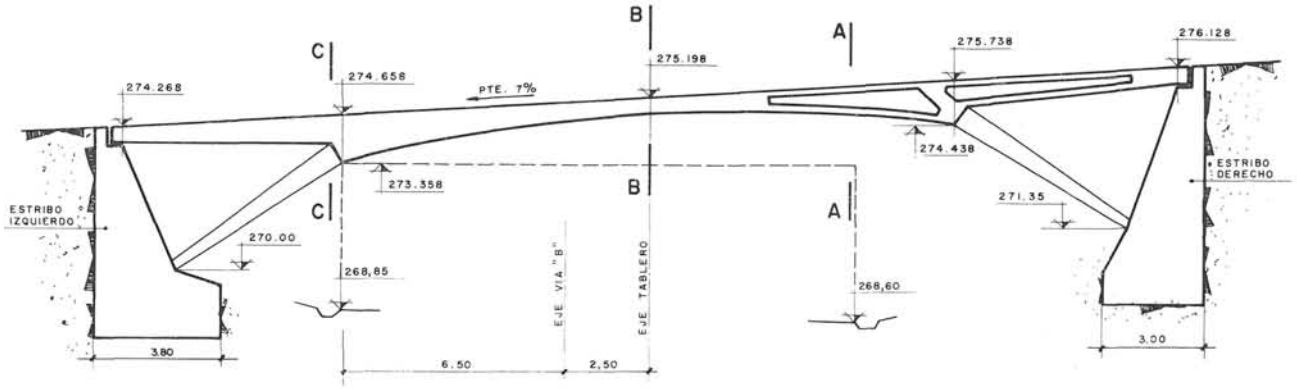
planos generales del paso sobre la vía A

© Consejo Superior de Investigaciones Científicas
Licencia Creative Commons 3.0 España (by-nc)
http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es

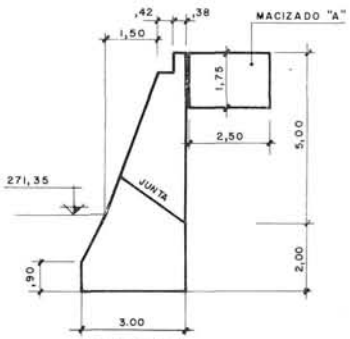
planos generales del paso sobre la vía B



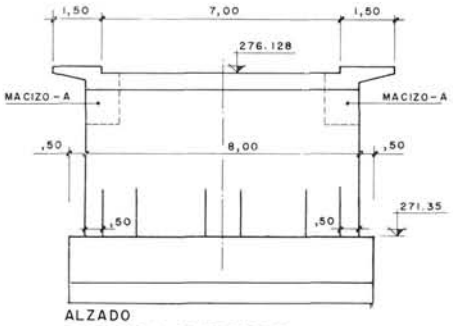
ALZADO



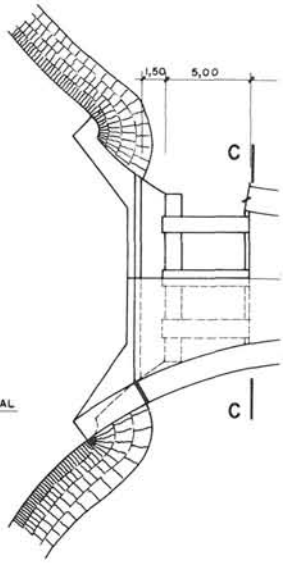
SECCION LONGITUDINAL



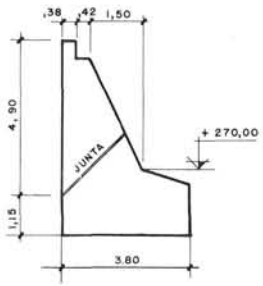
SECCION



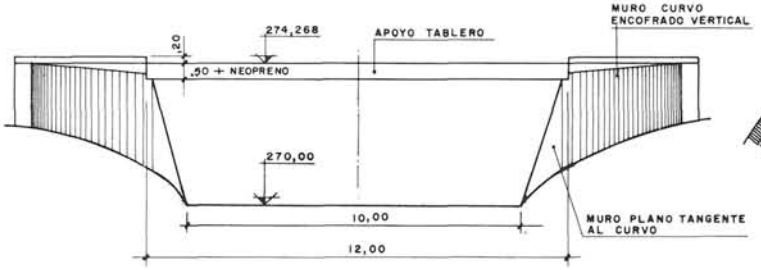
ALZADO
ESTRIBO DERECHO



PLANTA

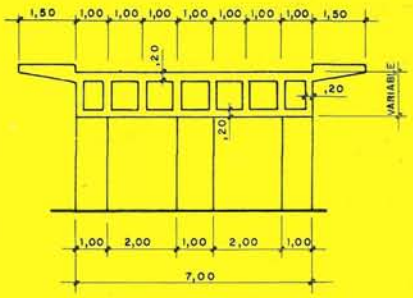


SECCION

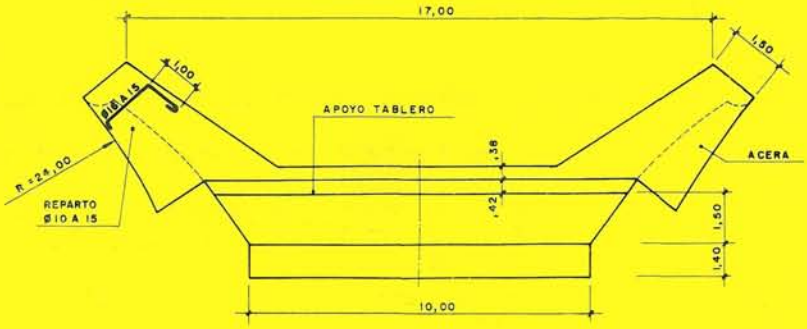


ALZADO
ESTRIBO IZQUIERDO

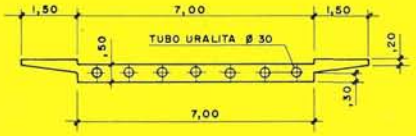
© Consejo Superior de Investigaciones Científicas
Licencia Creative Commons 3.0 España (by-nc)
http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es



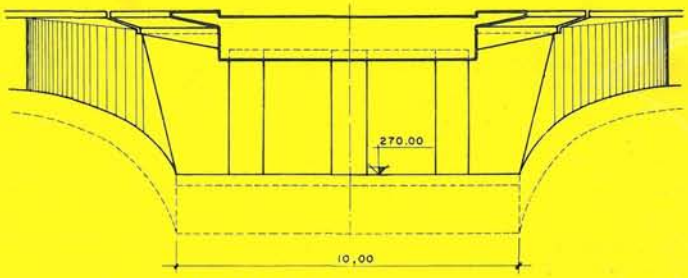
SECCION A-A



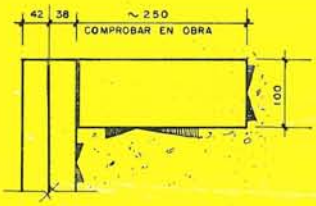
PLANTA ESTRIBO IZQUIERDO



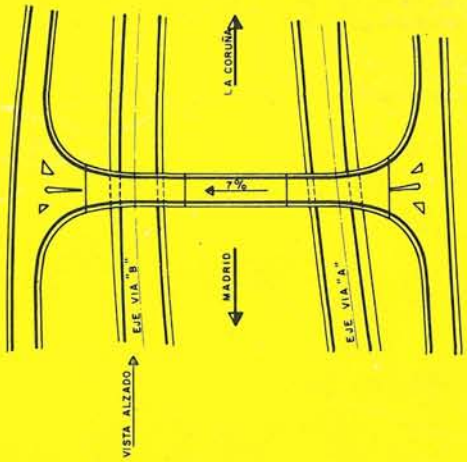
SECCION B-B



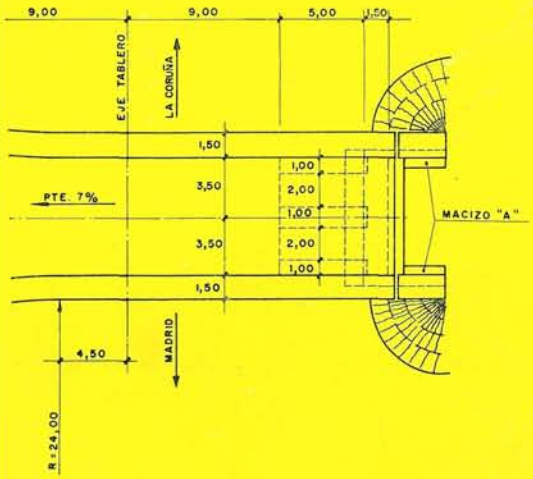
SECCION C-C (ESTRIBO IZQUIERDO)



PLANTA MACIZO "A"



EMPLAZAMIENTO



planos generales del paso sobre la vía B

© Consejo Superior de Investigaciones Científicas
Licencia Creative Commons 3.0 España (by-nc)
http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es

Como las luces son relativamente reducidas, 25 y 28 m, se puede conseguir una gran esbeltez tanto en dintel como en pilares.

Dada la relación de luces entre el vano central y los laterales, no tenemos nunca acciones ascendentes en las sustentaciones extremas.

9.4. Cálculo.—El cálculo se ha llevado a cabo como estructura reticular, incluyendo la curvatura de la barra correspondiente al vano central y, naturalmente, la variación de inercia en todas sus barras. Tampoco se han hecho hipótesis particulares en la sustentación de los pies de pilares, que se han calculado para la compresión longitudinal, momento flector y esfuerzo transversal que les corresponde.

Se han calculado las líneas de influencia en cuatro secciones características del dintel, así como en cabeza, pie y dos puntos intermedios de pilares.

9.5. Crítica de la solución.—Dada la duplicidad de obras, y principalmente la irregularidad de condiciones naturales y de artificio vial, con pendientes tan pronunciadas y laderas tan ásperas y desiguales, se imponía una solución lo más ligera y aérea posible. Como, por otro lado, las luces no son importantes y los gálibos quedaban sobradamente cumplidos, en cuanto se ajustaran al punto más desfavorable, teníamos una libertad de diseño completa. Así, hemos podido tantear multitud de soluciones en su fase inicial e ir eliminando dibujos simplemente a escala y sobre todo con espesores afinados. Enseguida se descartaron todas las soluciones con pilares verticales e, incluso, las que daban planos verticales en los estribos. El equilibrio de cada obra había que lograrlo por enfrentamiento de elementos contrapuestos; es decir, se trataba de un equilibrio en tensión, no de un sencillo equilibrio de elementos horizontales y verticales. En último término, esta tensión es la que caracteriza el modo resistente de una estructura, y hay que darse cuenta de que, además de ser esto lo esencial, en el momento actual del pretensado se ha vigorizado y depurado.

Los pilares inclinados se fueron imponiendo y la inclinación la fue marcando, por un lado, la proporción de los tres vanos en dintel y, por otro, los taludes de laderas y desmontes. Como las condiciones de cada obra son completamente distintas, las posibilidades de tanteo se duplicaban y la colección de formas resistentes se enriquecía. En ambos casos aparecía una coincidencia común: el arranque de sus pilares más bajos, en el sentido descendente de la ladera, quedaba definido al guardar la distancia de gálibo al borde del arcén inmediato, mientras que el opuesto se separaba de lo estricto para que la estribación de los pilares fuera conveniente.

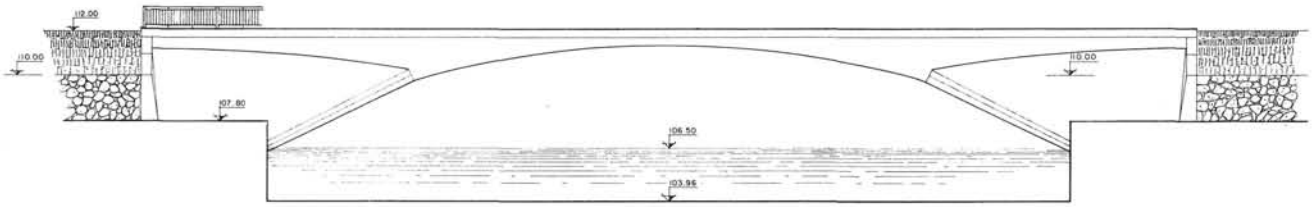
En estas condiciones, por tanteos sucesivos, y sobre el perfil longitudinal inicial, llegamos a dos diseños óptimos, no sólo desde el punto de vista particular de cada obra, sino considerando las dos obras en conjunto. Esto no fue lo definitivo, pues vino después la rectificación correspondiente al reajuste de trazado, especialmente en rasantes, la correspondiente al replanteo exacto antes de comenzar la excavación de cimientos o, mejor dicho, las voladuras para emplazamiento y cimientos y, claro está, la definitiva después de efectuadas éstas, que produjeron una transformación bastante notable en las condiciones de partida.

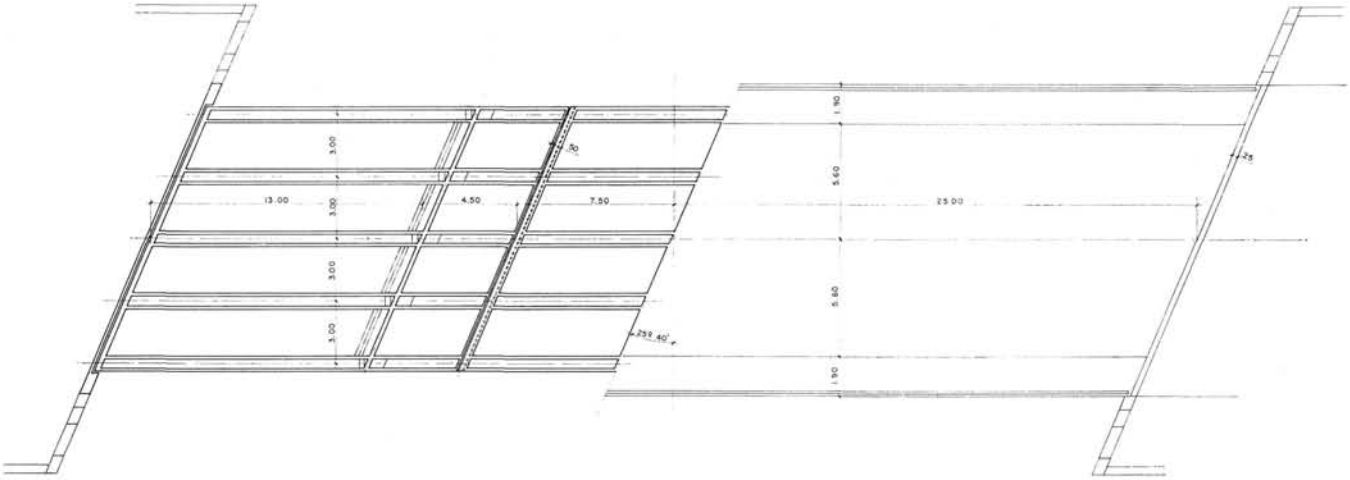
Como ya hemos indicado en la obra de la vía A, aceptamos el quiebro de alineaciones con la sola modificación de centrar el vértice con el vano central. De este modo toda la obra queda en curva vertical, que, para mayor desagradecimiento, no es simétrica. Probablemente en otra ocasión no hubiéramos aceptado esta imposición vial, ya que el resultado de esta curvatura es un desfallecimiento en la tensa estabilidad del puente. El descenso hacia ambos lados de los tramos laterales del puente produce un decaimiento de estas alas, que en realidad casi flotan, pues su acción sobre estribos en carga permanente es muy reducida. Tanto es así que los ingleses, en el puente de mayor luz construido en este tipo de estructura, han impuesto el efecto contrario, forzando las rasantes de los vanos laterales a tener rampas simétricas desde el vano central.

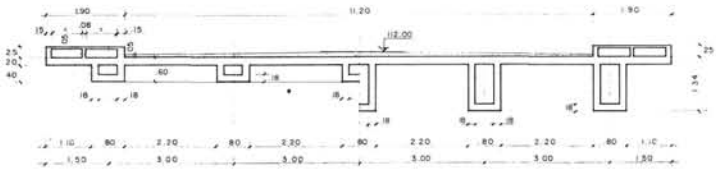
El puente de La Chantrea sobre el Arga, en Pamplona.

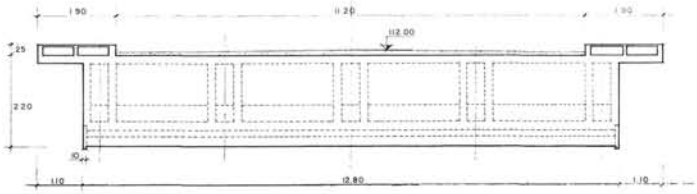
© Consejo Superior de Investigaciones Científicas
Licencia Creative Commons 3.0 España (by-nc) http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es

planos generales del puente de La Chantrea, en Pamplona





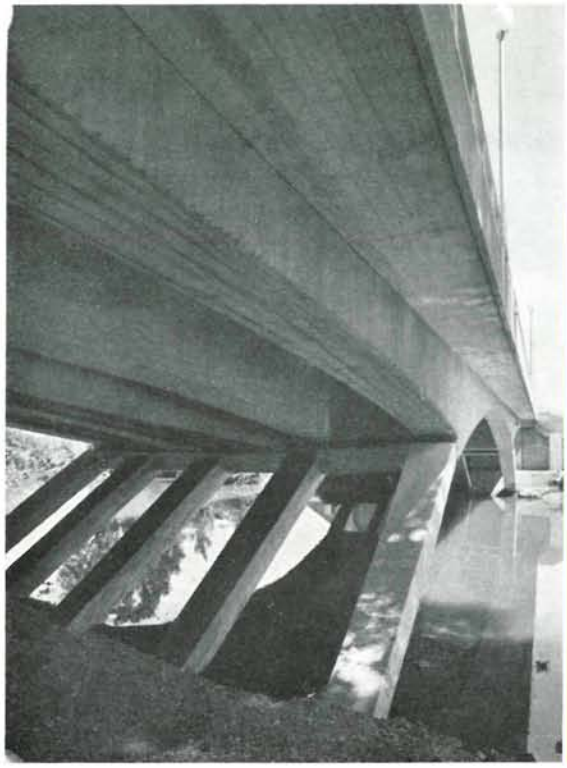




En el paso de la vía B se ha conseguido una materialización más adecuada de la idea inicial, ya que se trata de un pórtico trapecial con dintel curvo, y al desarrollarse con mayor luz el vano central (18 m contra 15 m en el de vía A) y espesores análogos, se pierde el efecto de arco, que en el de la vía A se ha acentuado, además, como acabamos de decir, por la curvatura del trasdós en el enlace de rasantes.

Una mejora de la realidad con respecto a las previsiones de proyecto ha sido el efecto de la curvatura de los abanicos dentro de la plataforma y la asimetría de extremidades que resulta en las dos obras. La incurvación del paramento y la del borde de acera ha dado gracia al enlace con los muros en vuelta que van a morir en la ladera por la extremidad superior y contra el pedraplén en la extremidad inferior.

© Consejo Superior de Investigaciones Científicas
Licencia Creative Commons 3.0 España (by-nc)
http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es



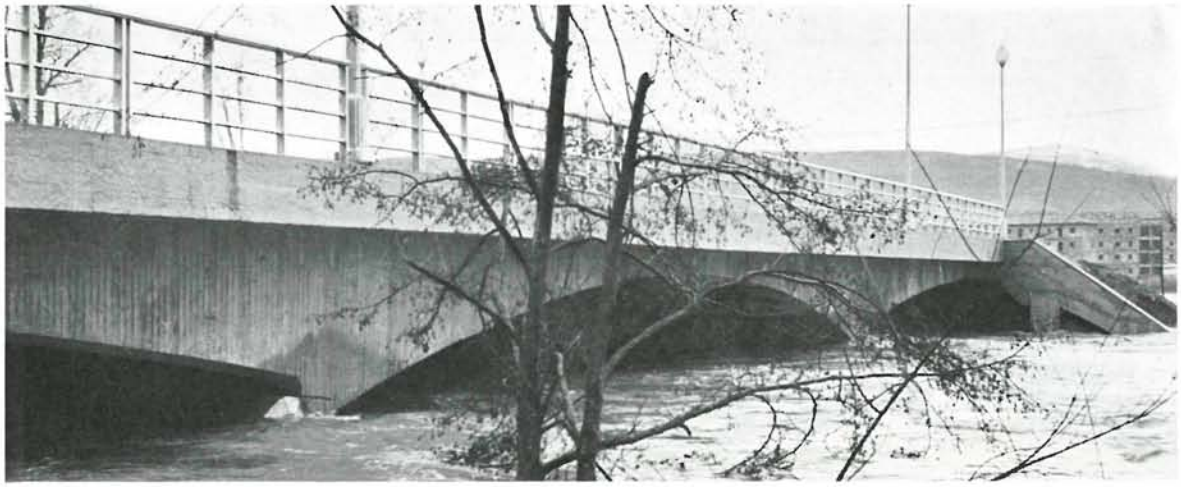
Dos vistas del puente de La Chantrea, en Pamplona.

La disidencia de opiniones más acentuada respecto a este paso reside en los dos criterios contrarios de enlace entre las dos obras: o unirlas mediante muros y barandilla o independizarlas totalmente, habiendo quedado la realización en esto último, aunque ligeramente suavizado por el flex-band que existe entre ambas.

Creemos que, dentro de las forzadas premisas del planteamiento, se ha conseguido llegar a una solución correcta, mas cabe también juzgar si debieran haberse reajustado dichas premisas para quitar complicación al problema y llegar a un equilibrio más simple. Pero nunca nos hubiéramos atrevido a encajar la solución de pilares inclinados en unas condiciones tan forzadas si no hubiéramos resuelto ya el tipo estructural para el puente de La Chantrea, de Pamplona, en condiciones normales, o mejor dicho, extraordinariamente buenas, ya que se trata de un río con agua (existe una pequeña presa aguas abajo), en un paraje frondoso de vegetación y frente a un puente románico del camino de Santiago, al que ha relevado. Este puente, con pilares muy inclinados, 40 m de luz y longitud total de 50, es una de las obras más reposadas que tenemos en nuestro haber y en nuestra imaginación y, a pesar de su oblicuidad de 25°, resulta uno de los lugares donde me encuentro más a gusto, real e imaginativamente. Estar debajo de él físicamente o en el recuerdo es una de las recompensas más gratas a mi labor de constructor de puentes.

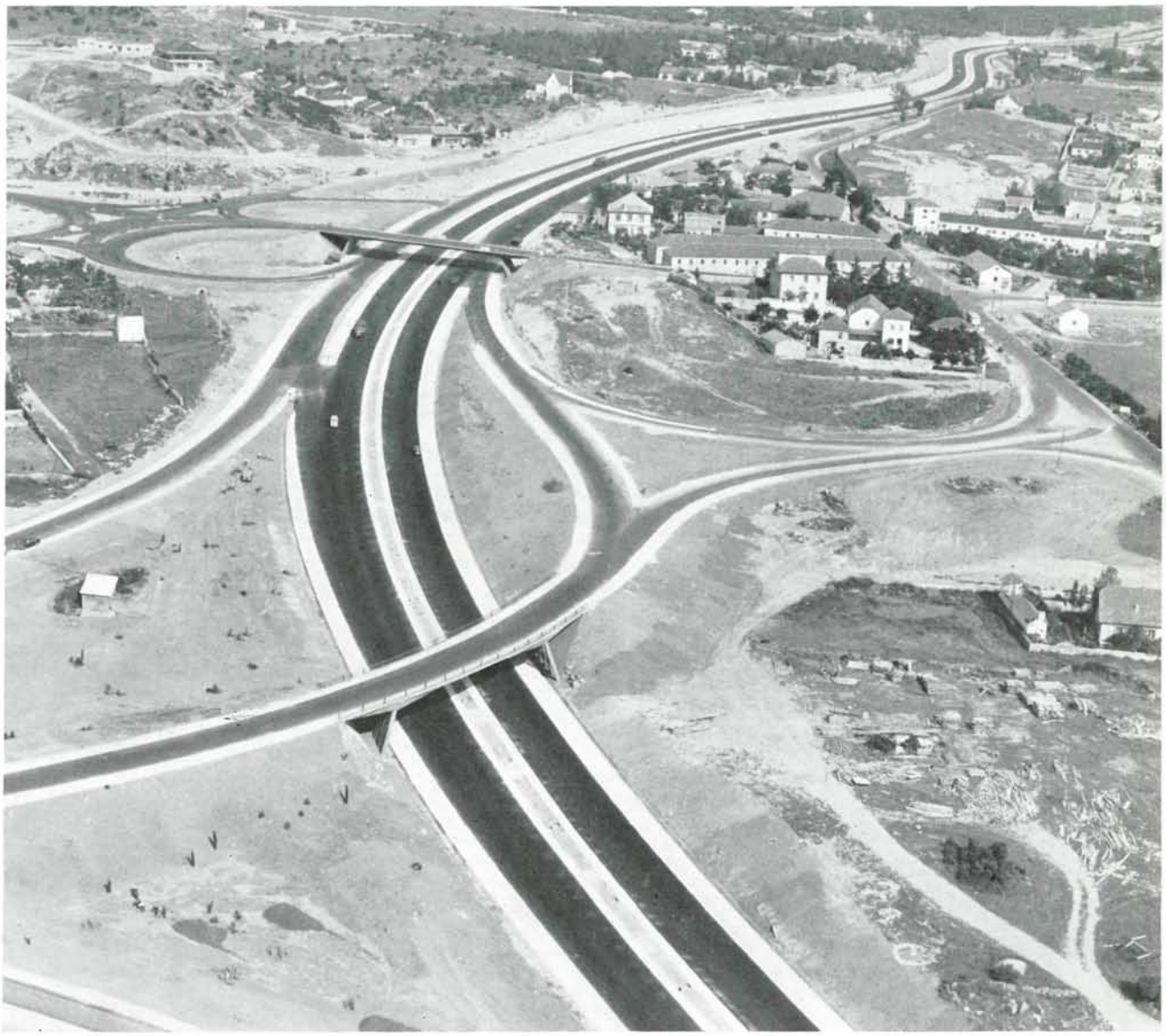
No nos resistimos a la tentación de dar unos dibujos y fotografías de este puente, para que sirva de patrón y compañía a estos congéneres suyos de La Navata.

El puente de La Chantrea durante la gran avenida del año 1959.



© Consejo Superior de Investigaciones Científicas
Licencia Creative Commons 3.0 España (by-nc)
http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es

nudo de Villalba



X paso de Collado Villalba

10.1. Condiciones de partida.—Este paso sirve al cruce de tráfico de la autopista con el de la carretera de Manzanares a estación de Villalba, así como al cambio de sentido del tráfico de la autopista. Por debajo de él se incorpora el tráfico hacia Madrid de la carretera de Segovia, pasando por el puerto de Navacerrada, que anteriormente ha cruzado sobre la autopista por el paso que llamamos de Navacerrada (XI).

Es la obra en que se desarrolla con más brillantez la estructura adoptada; primero, porque el cruce es casi recto y ortogonal, y segundo, porque yendo la carretera superior en terraplén, los triángulos adaptados al talud 1 : 1,5 son más desarrollados dando una mejor distribución de los vanos del dintel y una transparencia más airosa.

En realidad, la carretera no cruza ortogonalmente a la autopista, puesto que se desarrolla en curva, y así los bordes externos de la autopista forman ángulos de 10° y 12° con la dirección del eje de la carretera en las intersecciones correspondientes. Los peraltes debidos a la curva, que es una clotoide, dan inclinaciones transversales del 1,5 al 2,8 por 100.

© Consejo Superior de Investigaciones Científicas
Licencia Creative Commons 3.0 España (by-nc)
http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es

Vista aérea

La anchura total de plataforma es de 12,00 m, con una calzada de 9,50 y dos aceras elevadas de 1,25 m. El ancho de la autopista entre bordes externos de cunetas es de 50,00, y lleva las dos vías normales desdobladas, la vía de incorporación que ya hemos indicado y la de enlace con el pueblo de Villalba y con la carretera de Segovia por el puerto de Navacerrada.

Los dos trazados tienen, además, pendiente longitudinal, y la rasante de paso ha sido reajustada para conseguir el gálibo estricto en el punto más desfavorable, que es el más próximo a Madrid, del borde del arcén externo de la vía de incorporación.

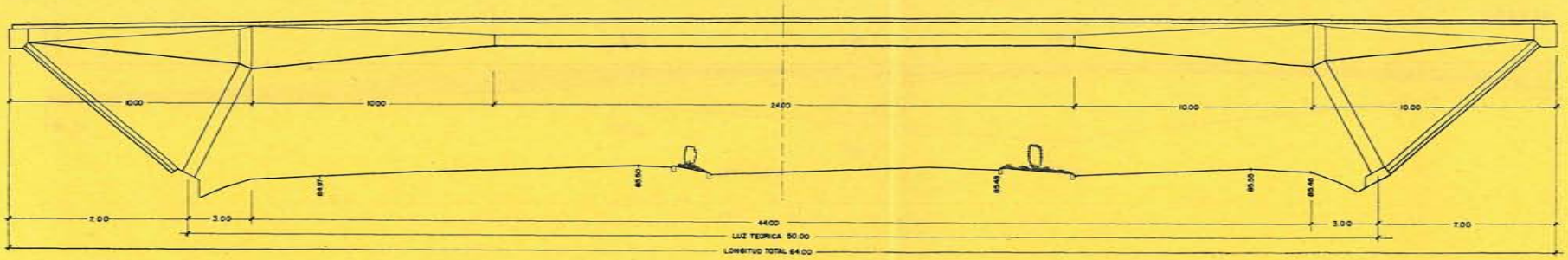
10.2. Descripción de la obra.—Se trata de un dintel continuo de tres vanos (10,00 + 44,00 + 10,00), sustentado sobre células triangulares cuyos vértices inferiores están a 50 m de distancia. El tablero está integrado de cinco paralelogramos recortados para acoplarse a la planta curva de los dos bordes; tiene aceras elevadas 0,20 m, que están parcialmente en voladizo. Su sección transversal es trapecial con base menor inferior de anchura constante 8,00 m, e inclinaciones de los laterales también constantes, y determinadas de modo que la base superior del trapecio es la latitud de la plataforma en la sección de mayor canto que es la de ataque de las columnas. Su altura es variable, excepto en el paralelogramo central, donde se mantiene en 85 cm, delimitándose en cada uno de los otros cuatro paralelogramos mediante planos inferiores inclinados que dan un aumento hasta la sección de incidencia de las columnas de 1,70 m, volviendo a disminuir en los vanos laterales hasta 0,60 m en extremidades, después de un escalón brusco de 0,20 en el chaflán de ajuste con las columnas. Los bordes de las extremidades de entrada y salida se refuer-

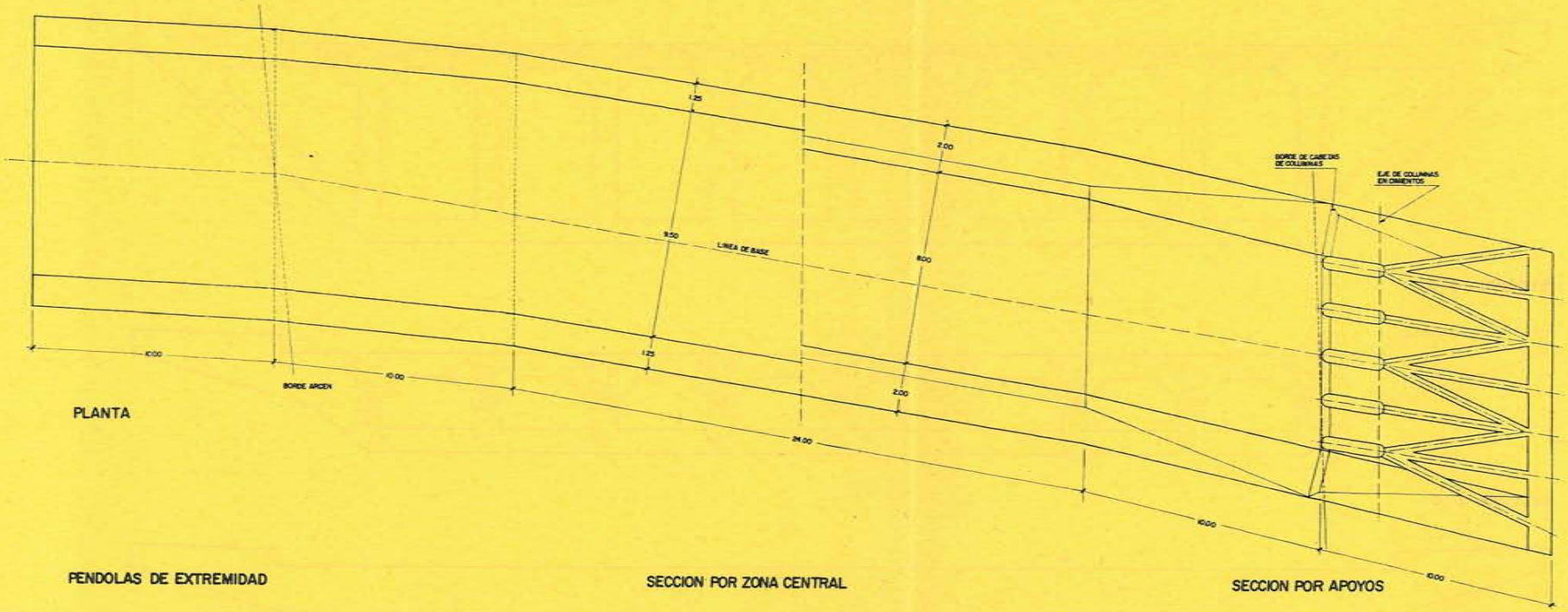
Vista desde el lado Villalba.

© Consejo Superior de Investigaciones Científicas
Licencia Creative Commons 3.0 España (by-nc)
http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es

© Consejo Superior de Investigaciones Científicas
Licencia Creative Commons 3.0 España (by-nc)

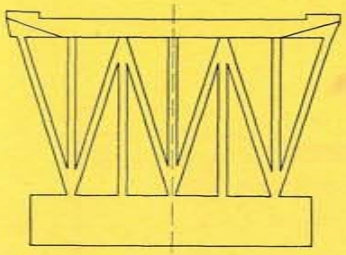
ALZADO



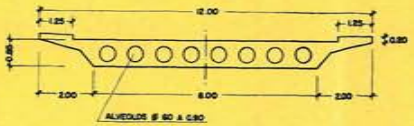


PLANTA

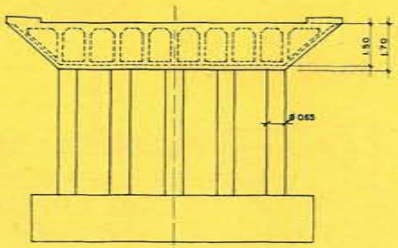
PENDOLAS DE EXTREMIDAD



SECCION POR ZONA CENTRAL



SECCION POR APOYOS

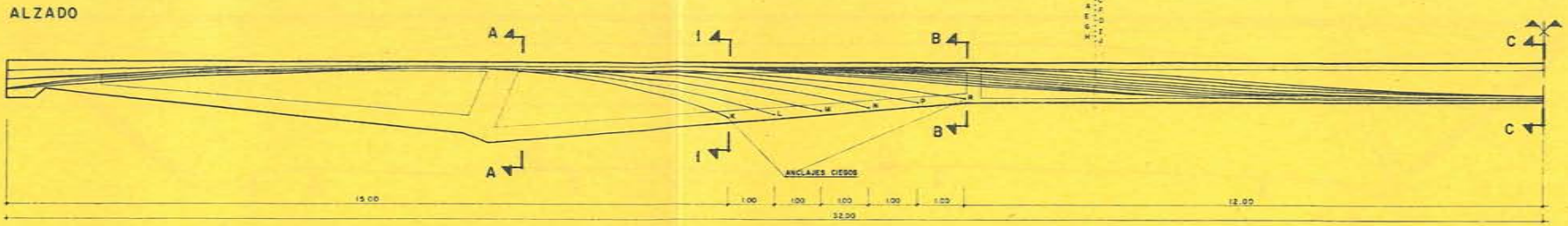


planos generales del puente de Collado Villalba

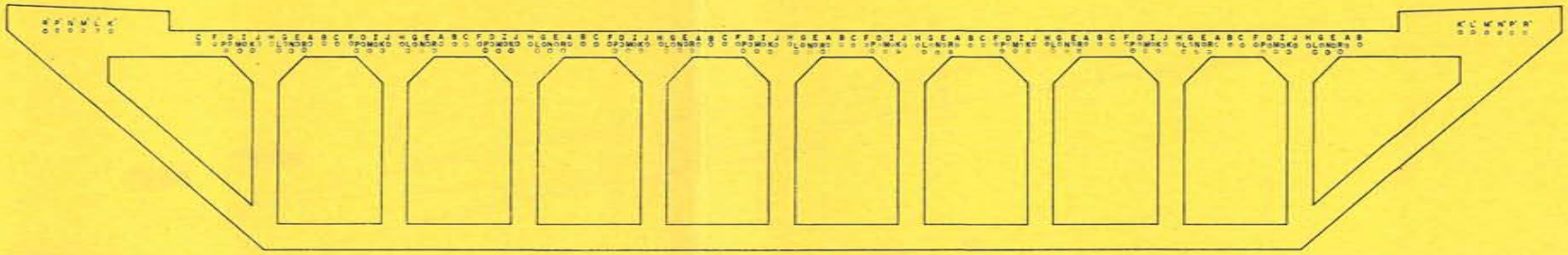
http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es

detalles de la armadura activa - paso de Collado Villalba

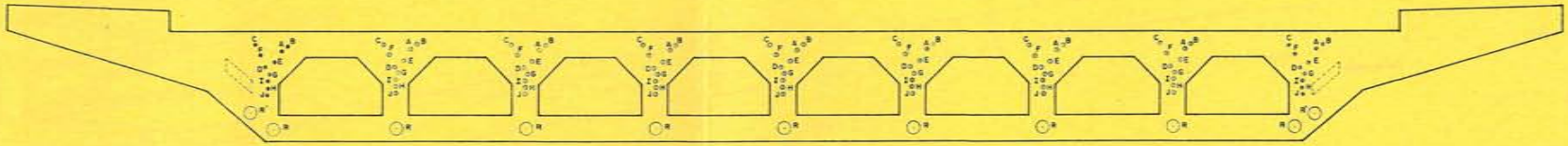
ALZADO



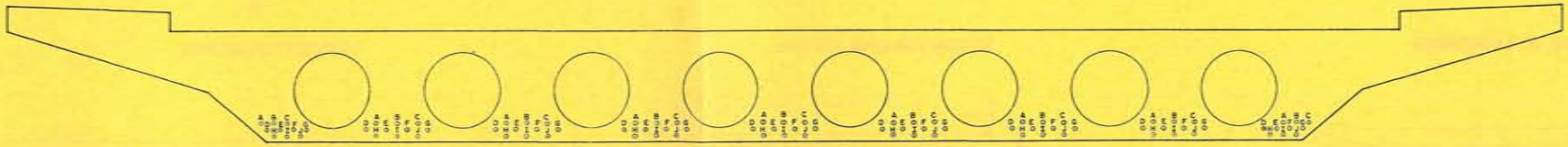
SECCION A-A



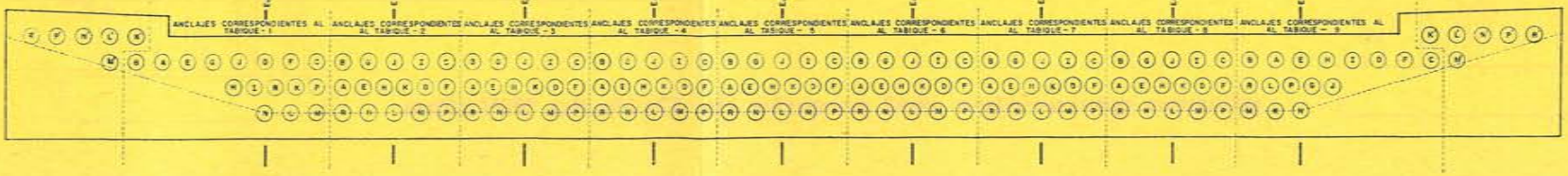
SECCION B-B



SECCION C-C

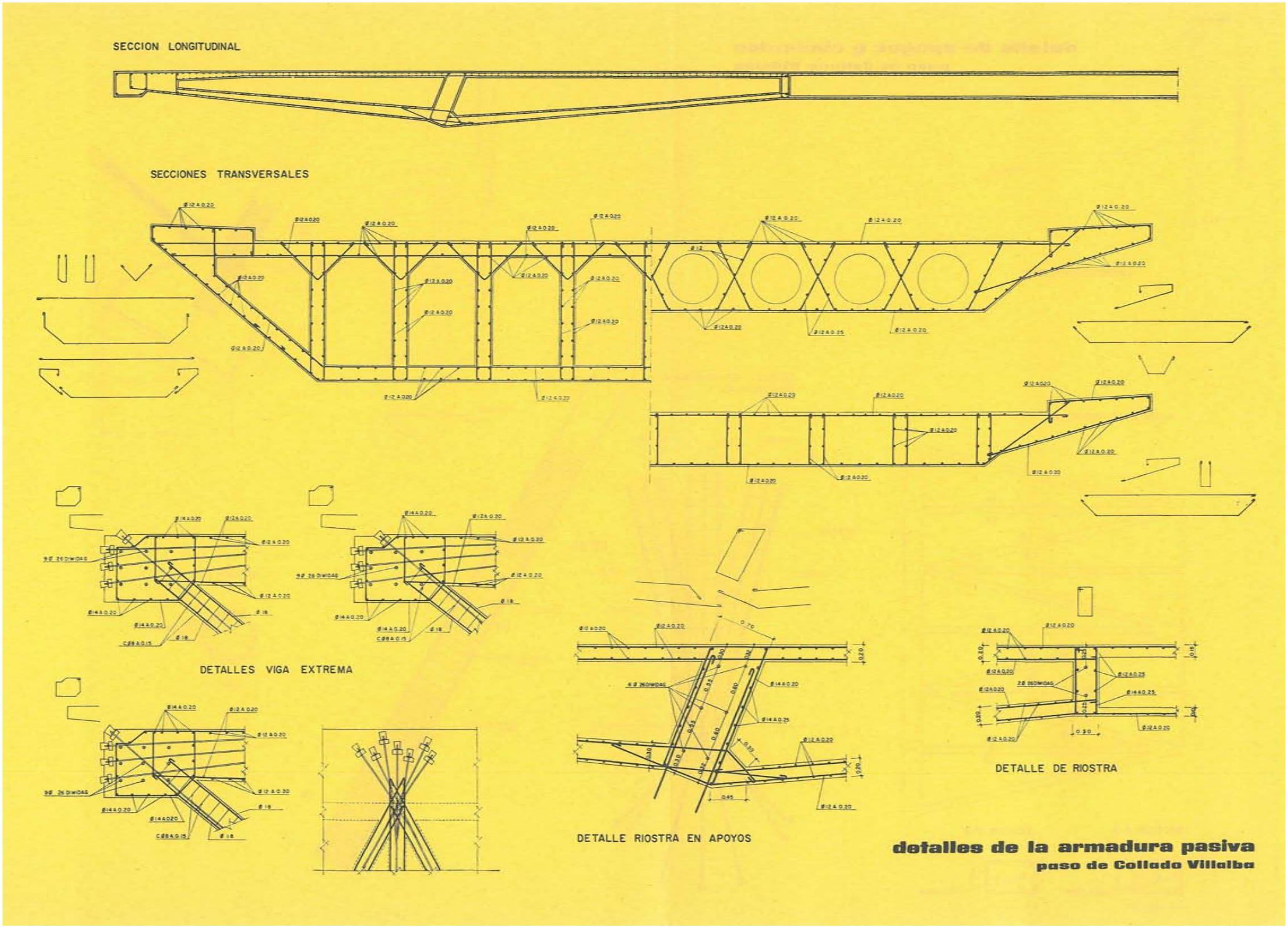


ANCLAJES VIGA EXTREMA



© Consejo Superior de Investigaciones Científicas
Licencia Creative Commons 3.0 España (by-nc)
http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es

© Consejo Superior de Investigaciones Científicas
Licencia Creative Commons 3.0 España (by-nc)

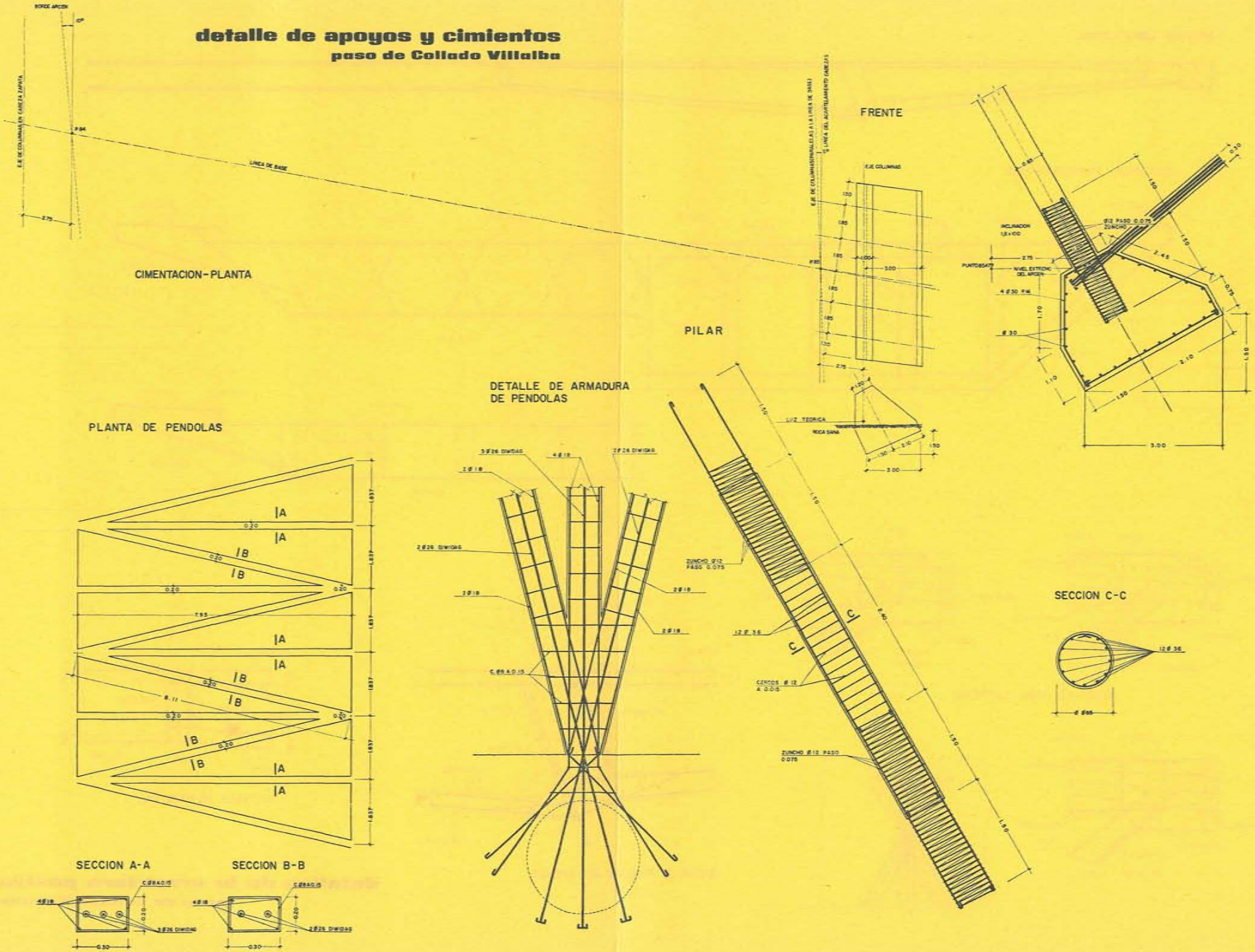


http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es

© Consejo Superior de Investigaciones Científicas
Licencia Creative Commons 3.0 España (by-nc)

detalle de apoyos y cimientos

paso de Collado Villalba



http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es

zan con rebordes de 0,30 en una longitud de 1,10, donde anclan las péndolas. Desde el núcleo trapecial así formado, que es la zona resistente del dintel, se completa la plataforma mediante voladizos a todo lo largo, dando un contorno pentagonal en correspondencia con los cinco volúmenes de planta en paralelogramo que hemos analizado.

Estos volúmenes de sección trapecial se aligeran con ocho alvéolos circulares de 60 a 90 centímetros entre ejes, en la zona central de altura constante, y con ocho alvéolos rectangulares en prolongación de los anteriores, más otros dos triangulares en los costados cuando el voladizo lo permite, dejando losas y tabiques de 30 cm con chaflán triangular en los enlaces superiores. Se macizan las zonas terminales hasta 2,00 m de los bordes, intercalándose vigas riostras de 30 cm de ancho en la sección central, en las de arranques de acartelamientos, y en las de incidencia de las columnas, siendo estas últimas inclinadas en prolongación del plano de las columnas con 70 cm de anchura.

Los pilares son de sección circular de 0,65 m de diámetro y se empotran en dintel y cimientos, en lo cual difieren de los de los puentes anteriores, que se articulaban en cabeza y pie. Las péndolas tienen sección de $0{,}30 \times 0{,}20$ y se constituyen por combinación de las situadas en los mismos planos longitudinales que las columnas, y otras que triangulan los rectángulos que éstas definen, enlazando las cabezas de las tres impares con los pies de las dos inmediatas, y continuando por ambos lados en otras dos inclinadas. La distancia entre los pies de péndolas o de columnas es de 1,837 metros.

La armadura del dintel se organiza, de modo análogo a la del puente de Galapagar, con barras de longitud total y suplementos sobre apoyos, que llegan hasta las extremidades, donde tenemos todos los anclajes activos, dejando ciegos los de cara inferior del dintel, por ser muy incómodos para tesar antes del descimbramiento, pudiendo hacerse esta operación desde un solo extremo, ya que se trata de cables muy cortos.

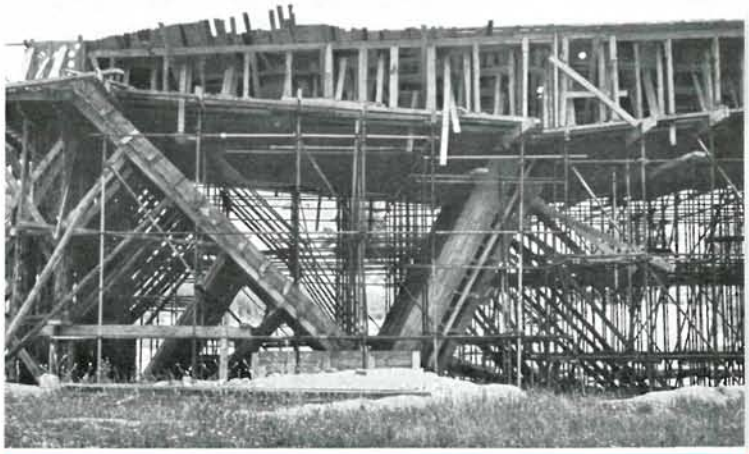
Existen 90 barras en sección central para subir 10 por cada alma, llegando hasta las extremidades del dintel y anclándose en las dos capas superiores. Los suplementos por apoyo son seis por tabique, más otros cinco en las extremidades de los voladizos laterales. Se reúnen en total 154 anclajes distribuidos en tres capas en las dos extremidades del dintel.

La armadura transversal, en cara superior o inferior según las zonas, es de barras de 18,6 milímetros y la de vigas riostras de barras de 26 mm centradas con respecto a los ejes, y todas ellas son barras rectas, por lo cual se tesaron sólo desde un extremo.

En todas las caras disponemos emparrillados de redondos normales de 12 ó 14 mm a 20 cm como armadura complementaria.

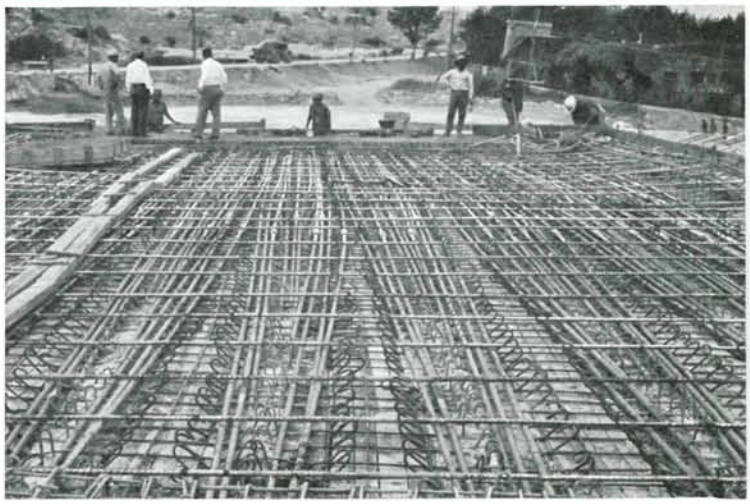
Las péndolas se arman con tres barras de 26 milímetros Dywidag las principales, y dos las de triangulación, más una armadura complementaria sencilla de redondos longitudinales de 18 y cercos de 10. Las columnas se arman

Andamio general.

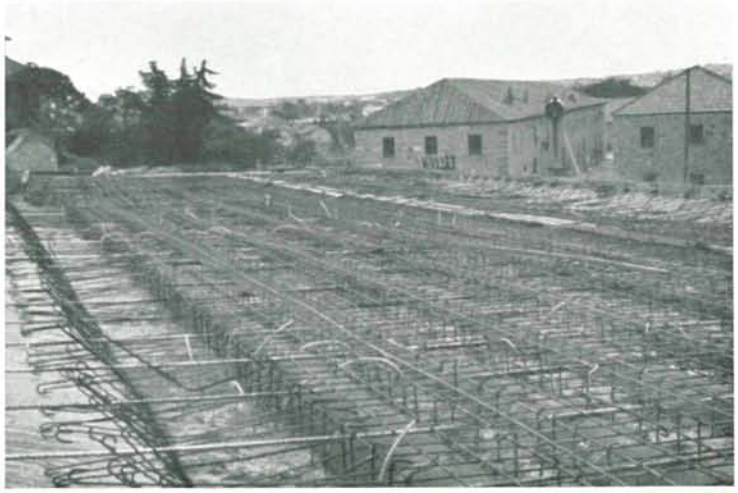


Andamio en zona de célula.

Armaduras en zona de extremidad.



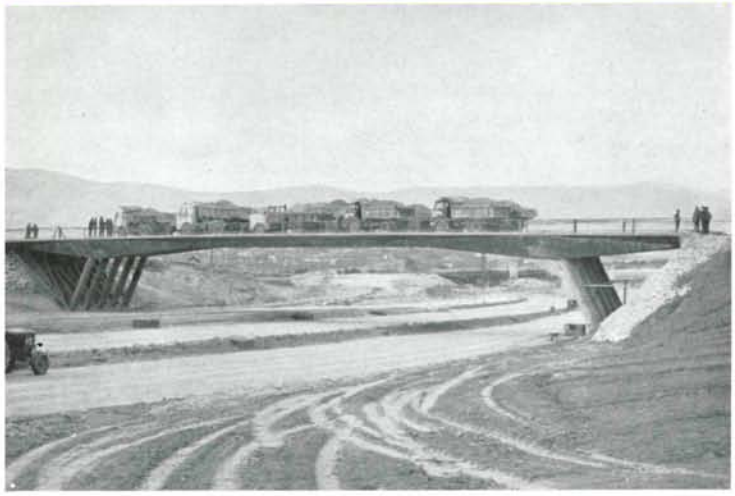
© Consejo Superior de Investigaciones Científicas
Licencia Creative Commons 3.0 España (by-nc)



Armaduras en zona central.

Vista de una célula libre.

Carga parcial durante las pruebas oficiales.



con barras longitudinales 12 ⌀ 36 que se prolongan en dintel y cimientos —pues como ya hemos indicado están empotradas en sus extremidades—, y con cercos transversales de 12 a separación uniforme de 15 en zona central, y a 7,5 en cabeza y pie.

Como en todos los casos de empleo de solución de células, se suprimen los estribos; pero los taludes de la explanación se remontan a 1 : 1,5, empleando una coraza de pedraplén de grandes cantos colocados a mano en la zona superficial, que luego se ha revestido de tierra.

Las cimentaciones son macizos corridos de hormigón con una ligera armadura, que toman superficies planas en dirección perpendicular a los esfuerzos que reciben de péndolas y columnas, y en dirección perpendicular a las cargas transmitidas al terreno. Se llegó hasta un granito sano, pues en ciertas zonas, debido a la meteorización, se presentaba bastante alterado; en uno de los lados hubo que macizar un pozo que servía a una casa cercana absorbida por la explanación. La base del cimiento con inclinación de 1 a 2 tiene una latitud de 3,60 y una longitud de 10,00.

10.3. Cálculo.—El cálculo de la estructura de este puente se ha hecho por el clásico análisis del dintel con células de sustentación considerando los momentos de inercia de todas las piezas y las condiciones de empotramiento de columnas y péndolas en dintel y cimientos. En esto hay diferencia con Hoyo y Galapagar, donde las columnas estaban articuladas en cabeza y pie.

Las hipótesis de sobrecarga han sido: carga total uniformemente repartida en toda la superficie, y cargas parciales más desfavorables en cada una de las secciones principales que se han elegido como características para el estudio de la estructura. Se ha supuesto un reparto uniforme en todo el ancho, teniendo en cuenta la gran esbeltez longitudinal de la losa que constituye el dintel, como se ha comprobado en el ensayo en modelo reducido de Galapagar y en las pruebas de todos los puentes de este tipo.

10.4. Proceso constructivo.—El proceso constructivo ha sido análogo al de los demás puentes de este tipo. Las columnas se moldearon en su sitio, pues dado su número no tenía ventaja el prefabricado. Además se hicieron en una etapa posterior a las de Hoyo y Galapagar. En este caso son empotradas en sus extremidades y no articuladas como en aquéllas, pero esto no hubiese sido obstáculo para la prefabricación.

En este puente no hubo interferencia con el tráfico, ya que se desarrolló en total independencia, pues la traza variaba de la carretera antigua.

10.5. Crítica.—Según ya hemos hecho notar, este puente es el que mejor traduce la idea estructural adoptada para todas las obras; pero, sin embargo, no la exterioriza en toda su simplicidad, ya que el trazado tiene pendiente longitudinal y es curvo, con la consiguiente pendiente transversal. La oblicuidad y la curvatura combinadas hacen que el ángulo de cruce varíe de un borde a otro.

© Consejo Superior de Investigaciones Científicas
Licencia Creative Commons 3.0 España (by-nc)
http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es

XI *paso de Navacerrada*

11.1. Condiciones de partida.—Este paso sirve exclusivamente al cruce de la carretera de la Sierra (puerto de Navacerrada), en su vía de dirección Madrid, que consta de dos carriles con arcenes a nivel, dando una anchura total de 11,00 m. Cruza con oblicuidad superior a 45° y en pendiente forzada con curva algo cerrada que determina una pendiente transversal por peralte del 6 por 100.

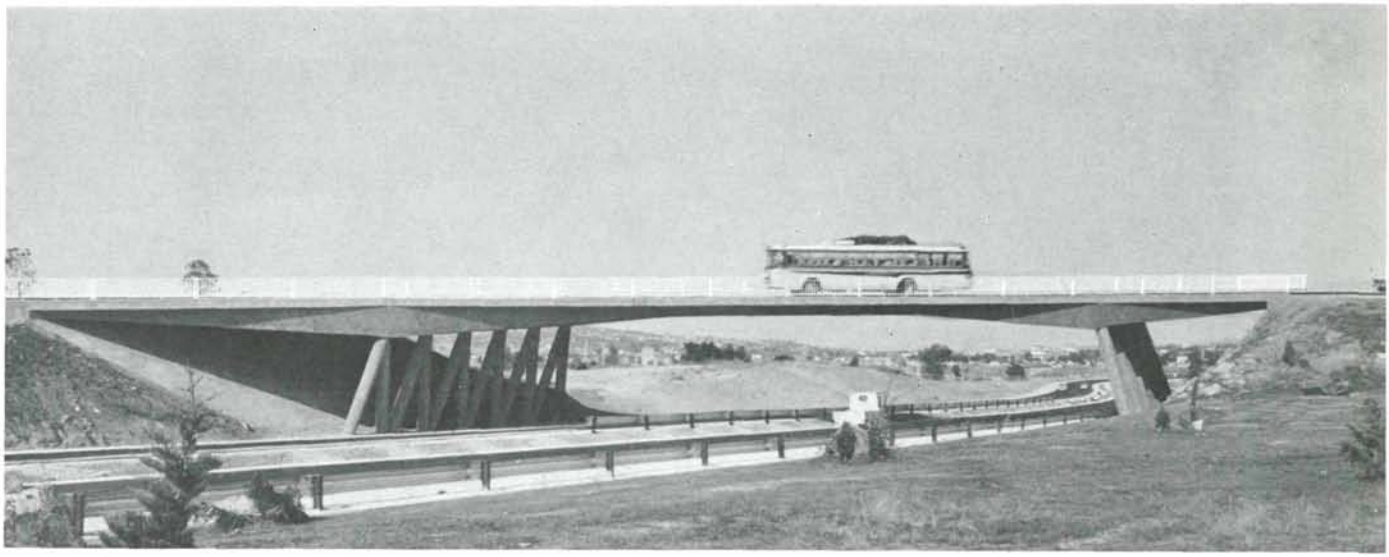
La autopista está igualmente en pendiente, pero en plano contrario al del peralte; esto complica las condiciones de paso, habiéndose ajustado la altura para tener los 4,50 m en el punto más desfavorable que es el borde de arcén externo de la vía dirección Madrid y de este mismo lado. Tiene las dos vías desdobladas, pero ya reducidas a dos carriles en cada dirección, que con cunetas laterales dan una latitud de 25,80 m. En estas condiciones de latitud, oblicuidad y curvatura se llega a una luz de 41,45 m entre vértices inferiores de célula.

Como puede deducirse de lo anterior, las condiciones en que se ha planteado el problema son las más ásperas de todos los casos. Las hemos aceptado íntegramente, lo cual ha introducido extraordinarias dificultades en el cálculo, en la delineación de los planos, en el replanteo y en la construcción de la obra.

11.2. Descripción de la obra.—Dintel sustentado sobre células triangulares con tres vanos de luces oblicuas en el eje de la carretera (14,80 + 36,45 + 11,35). Cada una de estas células está formada por una pantalla plana con la inclinación correspondiente al talud natural de la explanación superior y una serie de columnas cilíndricas de 60 cm en inclinaciones simétricas dentro de su plano, que a su vez se inclina hacia el interior formando un zigzag de seis elementos en el lado Madrid y de cinco en el lado Navacerrada. Estos dos elementos, pantalla y serie de columnas, resisten las tracciones y compresiones, respectivamente, y además, ambos, las torsiones debidas a la oblicuidad, curvatura en directriz y actuaciones de un solo tren de vehículos en el carril externo.

El dintel se acomoda a la curvatura en planta por una circunscripción poligonal de contornos en cinco quiebros, que se producen en las secciones más adecuadas para ello, que son las correspondientes a los planos de columnas, y arranques de acartelamientos. Se organiza transversalmente en sección trapecial con base superior constante, que es el ancho de plataforma, planos inclinados simétricos apoyados en las rectas paralelas del contorno y planos inferiores que dan espesor constante 0,80 en el rectángulo central y espesores variables linealmente hasta 1,60 en los otros cuatro paralelogramos de la plataforma. También aligeramos la sección como en todos los casos mediante diez alvéolos cilíndricos de 0,50 en la zona central de altura constante, y mediante diez alvéolos rectangulares en el resto, chaflanando los ángulos superiores internos por planos a 45°. Se introducen las consabidas vigas riostras en arranques, de acartelamientos, sobre las columnas, y en los bordes extremos.

Las columnas son circulares de 60 cm de diámetro y se continúan sin articulaciones en la viga riostra del dintel y en el macizo de cimiento, armadas con 16 ∅ de 40 mm y cercos de acero normal de 10 mm a 15 y a 10 cm de separación. Las pantallas finales son de 25 cm de espesor constante y llevan una armadura normal de 16 y 10 distribuida en emparrillados uniformes en las dos caras y una armadura activa de pretensado con barras de 26 mm horizontales y de 18,6 verticales en dirección y distribución variables siguiendo las direcciones principales obtenidas en el cálculo.



Vista desde el lado Villalba.

© Consejo Superior de Investigaciones Científicas
Licencia Creative Commons 3.0 España (by-nc)
http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es

Vista desde el lado Guadarrama.

La armadura longitudinal del dintel está orientada a lo largo de los diafragmas longitudinales por el alma de los cuales se traslada desde la cara inferior donde se concentra en la zona central hasta la cara superior sobre apoyos. Se ordenan en 90 barras en la sección central, suben 9 por cada tabique de un modo uniforme, pero al llegar sobre columnas se reparten desigualmente.

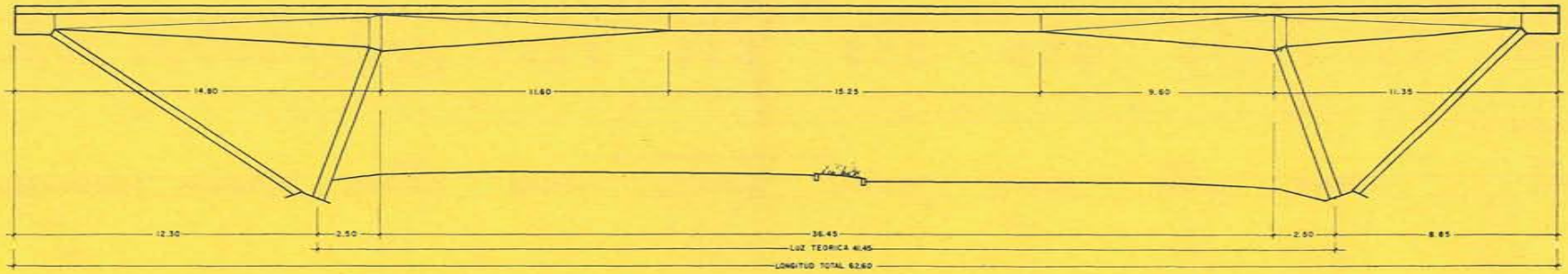
La armadura tansversal se distribuye en la cabeza superior o en la inferior o en ambas, según lo exijan los momentos flectores transversales. Son barras rectas lo mismo que las de vigas riostras que hemos enumerado.

11.3. Estructura adoptada.—Como ya hemos indicado las condiciones de partida han sido las más ásperas de todas las que nos hemos encontrado y hemos cargado con ellas, sin más que regularizar las inclinaciones del peralte que eran variables desde un extremo al otro. Podíamos haber suavizado la oblicuidad tan pronunciada, adoptando en planta inclinaciones de los ejes de apoyo distintas de las de bordes de plataforma, pero esta falsedad que por lo pronto aumenta la luz y la superficie de plataforma sin mejorar visibilidad, y especialmente dado el sentido de la oblicuidad en nuestro caso, donde, al tender hacia el rectángulo en planta se cierra aparentemente el paso, produciendo un efecto agresivo la inclinación del plano de apoyos en contra del tráfico.

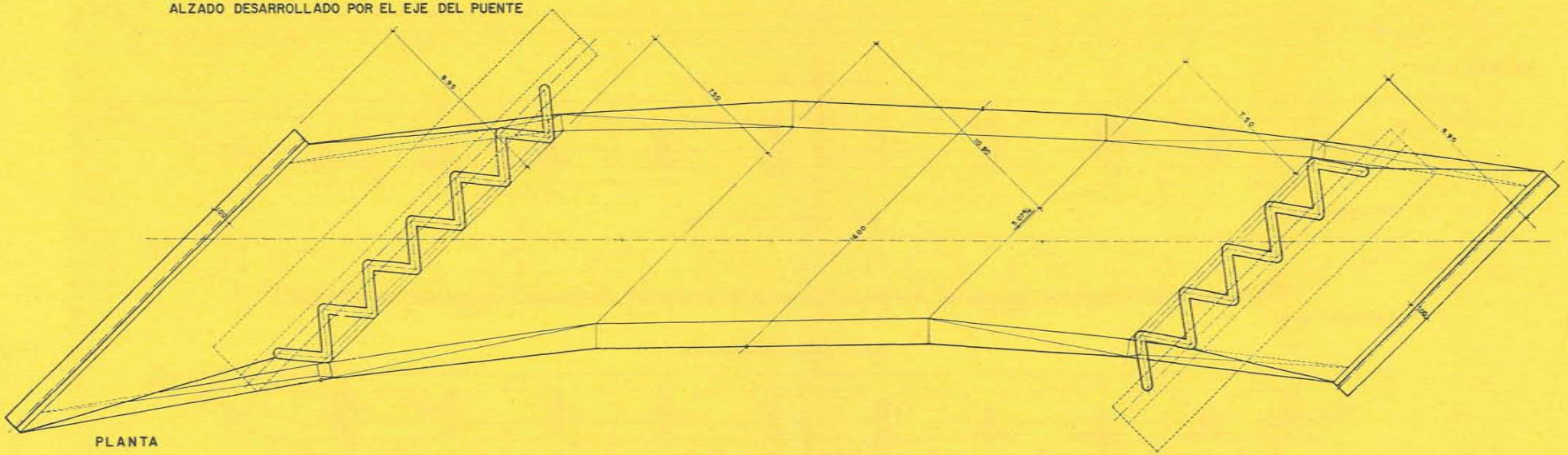
Vista desde una de las extremidades.

© Consejo Superior de Investigaciones Científicas
Licencia Creative Commons 3.0 España (by-nc)
http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es

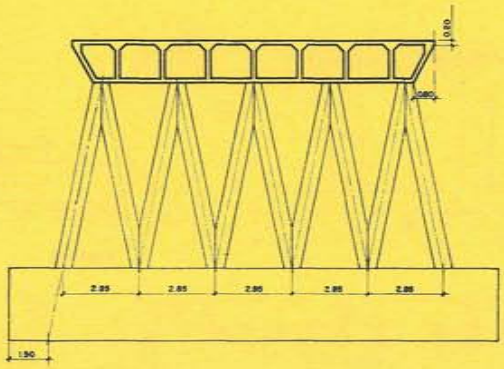
planos generales del paso de Navacerrada



ALZADO DESARROLLADO POR EL EJE DEL PUENTE

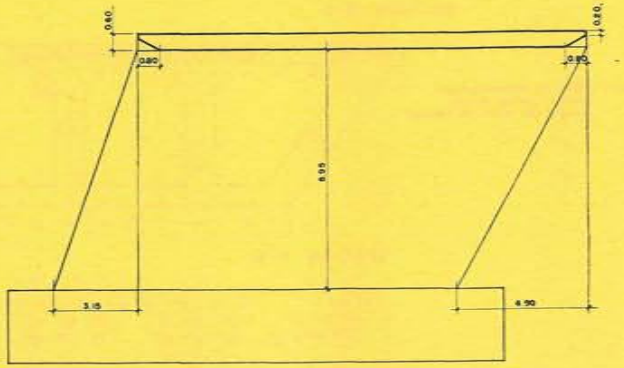


PLANTA



SECCION POR APOYOS

SECCION POR ZONA CENTRAL



PANTALLA EXTREMA

© Consejo Superior de Investigaciones Científicas
Licencia Creative Commons 3.0 España (by-nc)
http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es

detalles de armadura activa

puente de Navacerrada

NUMERACION DE CABLES CORRESPONDIENTE AL VANO 1 y 3.

SECCION 1-1.

NUMERACION DE CABLES CORRESPONDIENTE AL VANO 1 y 2.

SECCION 2-2.

NUMERACION DE CABLES CORRESPONDIENTE AL VANO 2.

SECCION 3-3.

NUMERACION DE CABLES CORRESPONDIENTE AL VANO 2.

SECCION 4-4.

NUMERACION DE CABLES CORRESPONDIENTE AL VANO 2.

SECCION 5-5.

NUMERACION DE CABLES CORRESPONDIENTE AL VANO 2 y 1.

NOTA.- Todas las dimensiones que llevan #, indican espesor perpendicular al eje del tabique.

SECCION 6-6.

ESQUEMA

NUMERACION DE CABLES CORRESPONDIENTE AL VANO 1 y 3.

SECCION 7-7

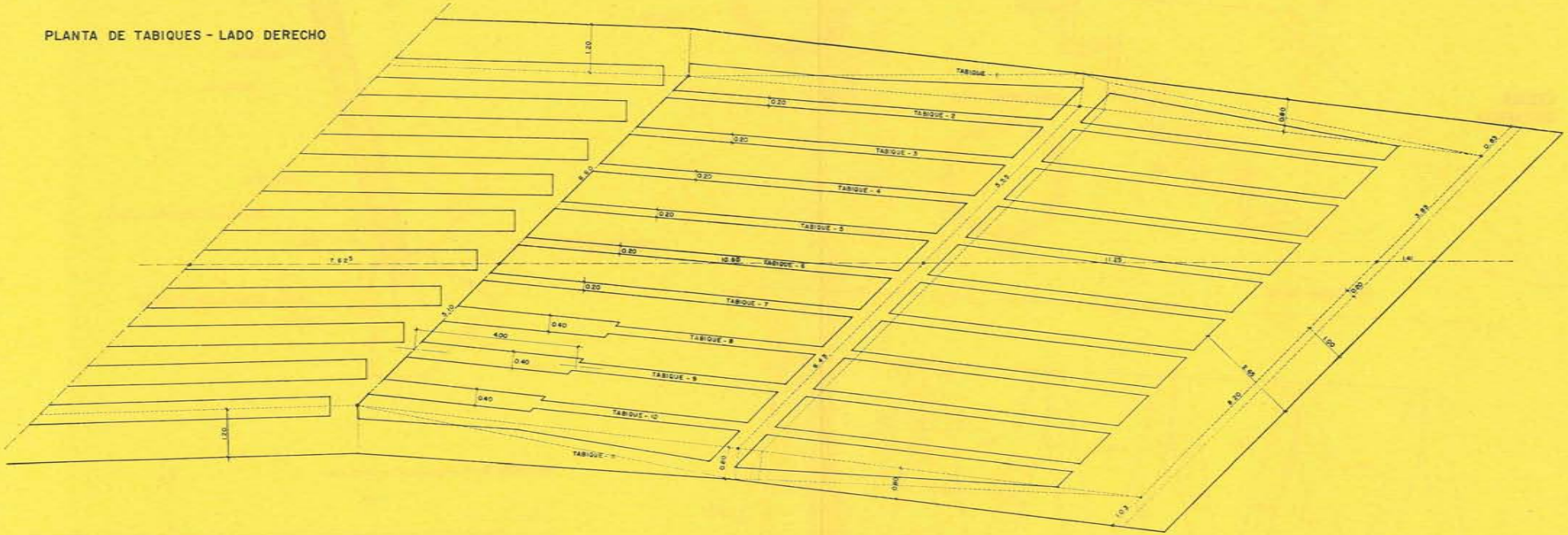
© Consejo Superior de Investigaciones Científicas
Licencia Creative Commons 3.0 España (by-nc)

http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es

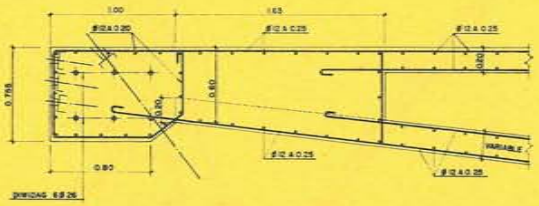
detalles de tabiques y vigas riostras en medio tablero

paso de Navacerrada

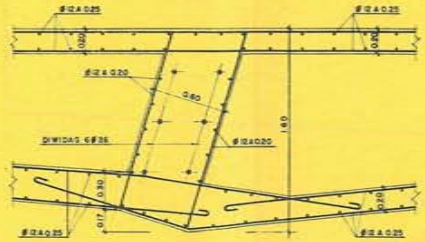
PLANTA DE TABIQUES - LADO DERECHO



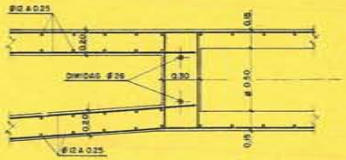
PRETENSADO VIGAS RIOSTRAS



VIGA RIOSTRA SOBRE TIRANTES



VIGA RIOSTRA SOBRE PILAS

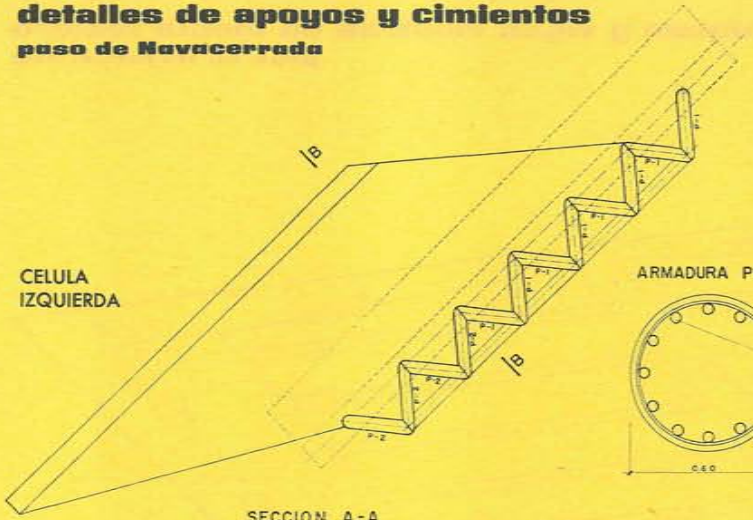


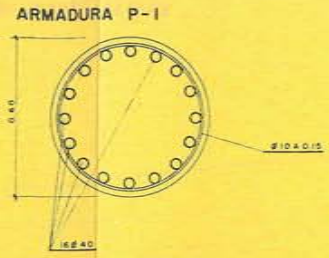
VIGA RIOSTRA INTERMEDIA

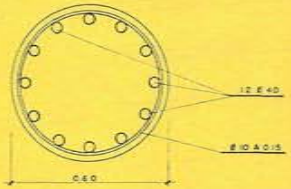
© Consejo Superior de Investigaciones Científicas
Licencia Creative Commons 3.0 España (by-nc)
http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es

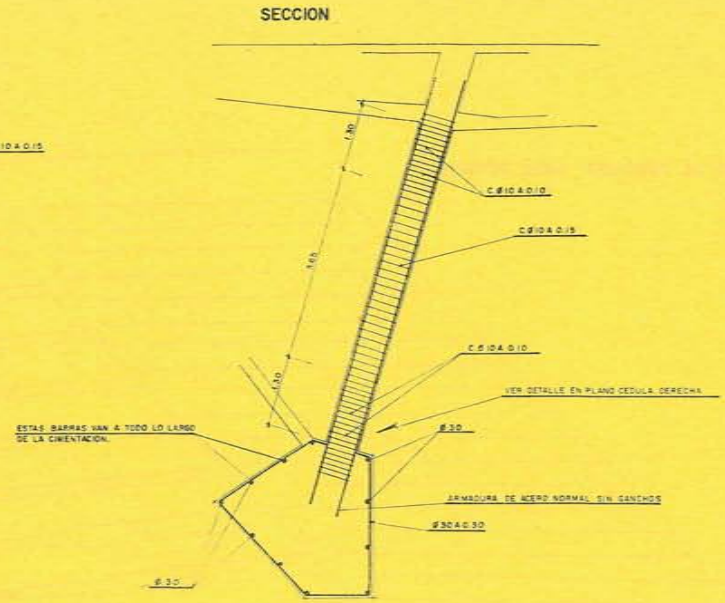
detalles de apoyos y cimientos

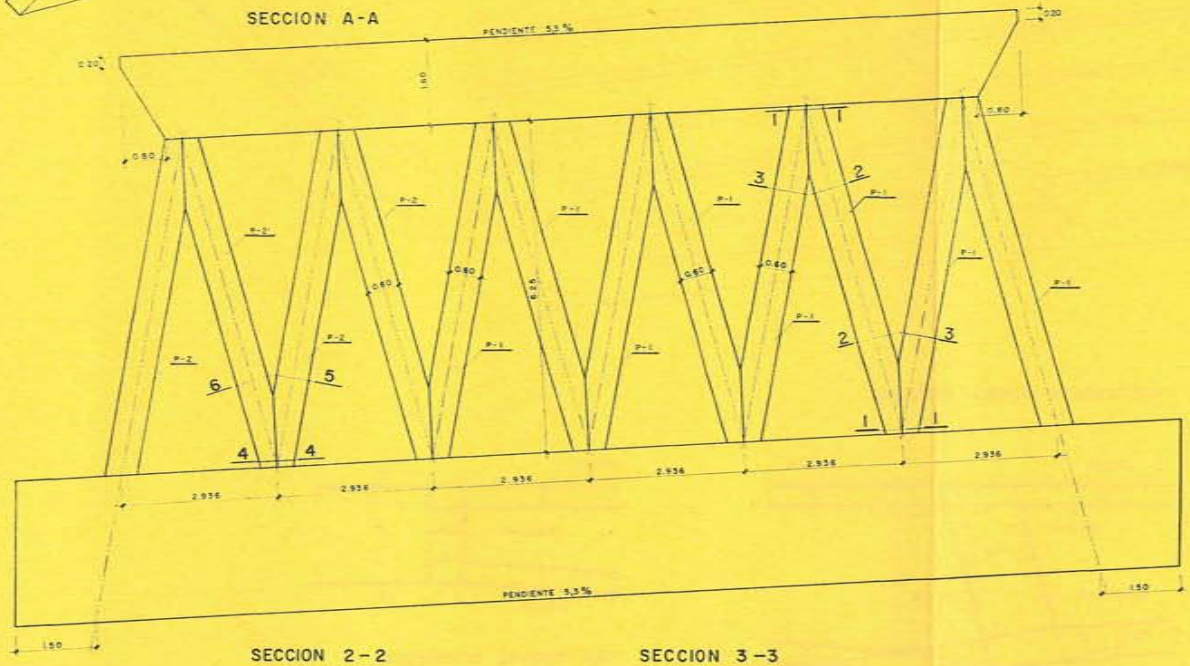
paso de Navacerrada

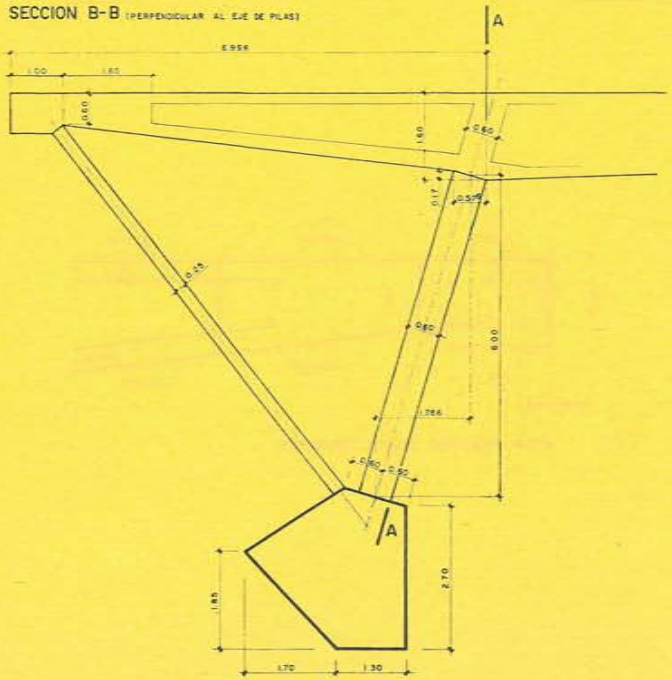


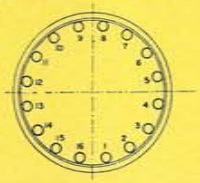


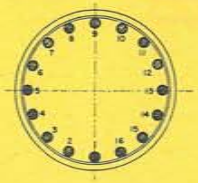












© Consejo Superior de Investigaciones Científicas
Licencia Creative Commons 3.0 España (by-nc)
http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es

También hemos circunscrito contornos pentagonales a los circulares en planta, pero esto ha sido, principalmente, para no complicar más la construcción con diafragmas longitudinales curvos.

Al proyectar las células triangulares de sustentación hemos introducido las máximas variaciones con respecto al tipo normal, y esto teniendo en cuenta la rigidez transversal en los planos inclinados tanto de péndolas como de columnas. Así, en aquéllos, que ya en Galapagar habíamos rigidizado duplicando péndolas con sus conjugadas formando un zigzag, aquí, después de estudiar el cruce de las mismas dando lugar a una retícula de paralelogramos con sus dos diagonales, hemos desembocado en la pantalla de espesor constante que arranca de cimientos y llega a formar una viga de reborde en las extremidades del dintel. En el plano de columnas se llegaba al límite en el desplome que daba una apariencia de inestabilidad —como ya hemos advertido al estudiar Galapagar— impropia de su papel sustentador, teniendo además muy poca rigidez transversal. Utilizamos ahora el mismo artificio que en dicho caso aplicamos a las péndolas y manteniendo la serie de columnas que están situadas en planos longitudinales, adicionamos las conjugadas, obtenidas enlazando cabezas y pies adyacentes y que han resultado también sus simétricas, consiguiendo así un zigzag que reparte las cargas y estabiliza la apariencia inestable al compensar inclinaciones, con lo cual adquiere la resistencia a torsión que necesitamos en todo puente con plataforma curva.

11.4. Cálculo.—El cálculo de Navacerrada se dividió en dos partes: la primera se refiere al tablero y la segunda a las células triangulares, viéndose además los efectos con que se relacionan una y otra.

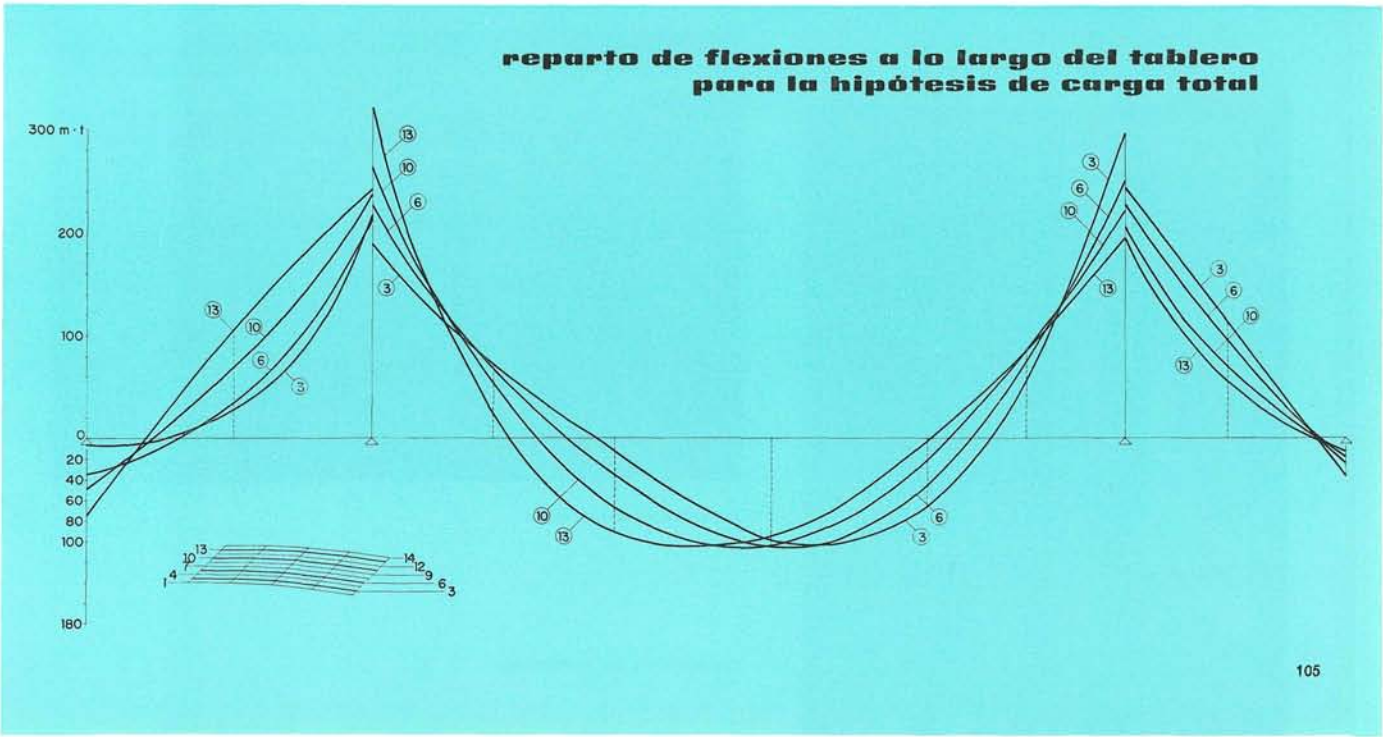
El cálculo del tablero se hizo como emparrillado, materializado en elementos longitudinales que siguen el trazado poligonal del tablero y en transversales dirigidos según la oblicuidad. Se consideró sustentado en las dos líneas correspondientes a las células triangulares. Las rigideces a flexión y a torsión de dichas barras correspondían, en las longitudinales, a los cajones que se forman entre tabiques, y en las transversales, a las vigas Vierendel que materializan los aligeramientos del tablero. El cálculo de estas últimas se hizo determinando la flexibilidad a flexión y a torsión en computador.

Fijadas de esta manera las características mecánicas de las barras, se hicieron las siguientes hipótesis de carga: carga permanente, cuatro hipótesis de sobrecarga y una de desnivelación de las líneas de apoyos. Esta última hipótesis es la que nos liga el cálculo del tablero a las células triangulares, ya que nos proporciona las flexiones en aquél producidas por las translaciones longitudinales que ocasionan las cargas al no ser el pórtico ni las cargas simétricos.

El cálculo de columnas y pantallas se efectuó a partir de las reacciones proporcionadas por el emparrillado, determinándose, en cada caso de carga, las translaciones del puente obligando al equilibrio de fuerzas horizontales.

Debido a la oblicuidad y curvatura del tablero, las reacciones de péndolas producen unas compresiones en el tablero que no están situadas en la misma línea de acción, lo que produce un par sobre el tablero que tendería a girarlo, con eje de giro vertical, hasta que ambas reacciones se equilibren directamente. Este giro es impedido por la rigidez transversal de los planos de pilas y péndolas que, de esta forma, se ven solicitadas por fuerzas transversales horizontales, las cuales a su vez reaccionan sobre el tablero estableciendo el equilibrio del par.

Al estar macizado el plano de péndolas la rigidez de éste es mucho mayor que el plano de columnas, con lo que la mayor parte de las fuerzas transversales son absorbidas por él. Estas fuerzas se combinan con las verticales debidas a la flexión longitudinal del tablero para obtener las de la solicitación final que se contrarrestan con un pretensado vertical y horizontal, variable según las tensiones principales en los diversos puntos de la pantalla.

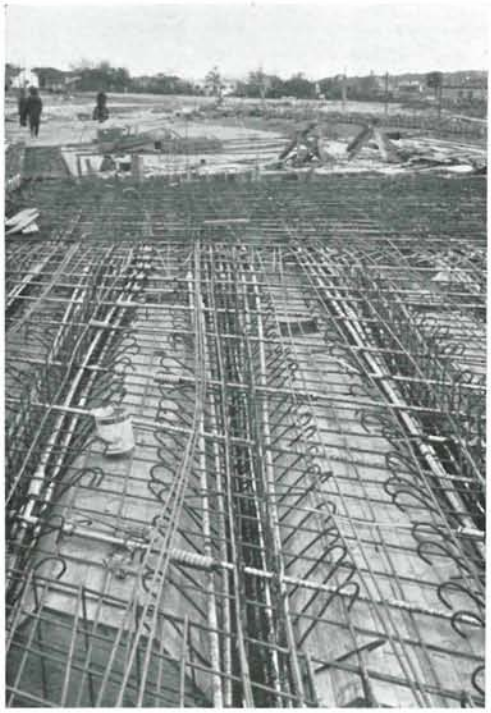


© Consejo Superior de Investigaciones Científicas
Licencia Creative Commons 3.0 España (by-nc)
http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es

Pantallas.

Pilares.

11.5. Proceso constructivo.—Se siguió el orden natural de los trabajos en el zigzag de columnas y en las pantallas de tracción de hormigón pretensado. En el dintel se establecen juntas transversales en los planos de cambio de organización del interior, que son los de vigas riostras, dejando sin hormigonar su volumen para después hacerlo de una vez. También se dispusieron dos juntas escalonadas en el vano central que se hormigonaron al final de la obra para evitar esfuerzos internos de retracción y posibles asientos de la cimbra, así como para disminuir el volumen del hormigón que se ponía en obra de una vez, pues dadas las condiciones meteorológicas se reducían mucho las horas aptas para hormigonar. Las otras juntas de construcción se dispusieron en planos longitudinales cortando a mitad de distancia entre tabiques y en planos paralelos al fondo, ejecutando primero la losa inferior, después las almas y al final la losa superior. Esta colocación en tres etapas iba combinada con la colocación de la armadura, pues en la zona central no hubo necesidad de disponer juntas horizontales, ya que la arma-



Armadura en zona central.

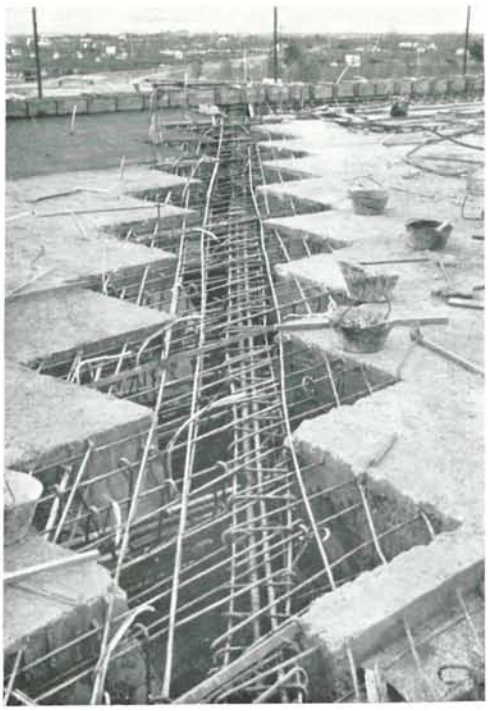
Armadura en las extremidades.

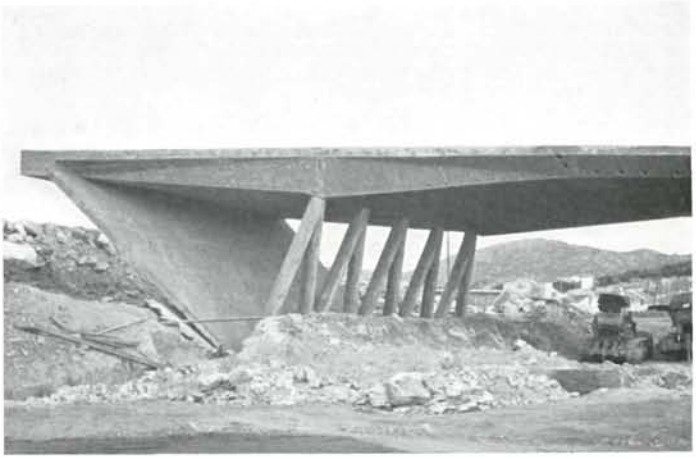
© Consejo Superior de Investigaciones Científicas
Licencia Creative Commons 3.0 España (by-nc)

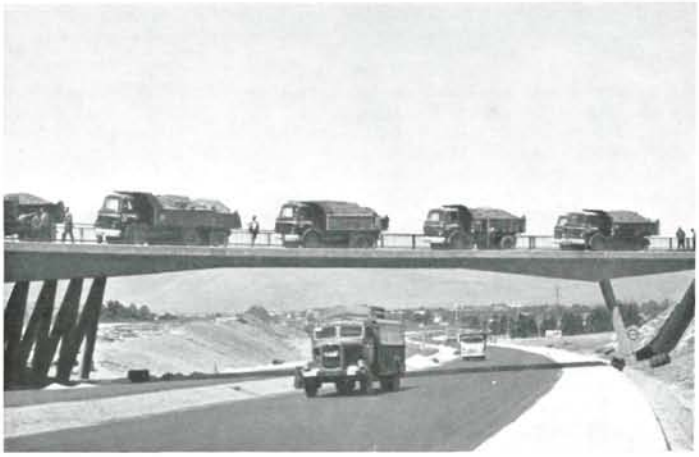
dura está en la cara inferior y bastaba la subdivisión por planos longitudinales situados en los planos diametrales de los alvéolos cortados. En cambio, donde hay losas y diafragmas la subdivisión en tres etapas es natural, ya que son zonas, o de armadura en cara superior, o de tránsito de la armadura alojada en las almas y bastante apretada, lo que exige un hormigonado cuidadoso; además convenía desencofrar los costados para cerciorarse de que no habían quedado coqueras importantes. Como el paso está sobre una variante completamente independiente de la antigua carretera se pudo ejecutar sin interferencias con el tráfico, sobre cimbra completa y sin agobios de plazo. Las dificultades debidas al carácter áspero de la obra hicieron que la construcción se demorara hasta el mes de noviembre, tomándose las precauciones de: vigilar temperaturas atmosféricas, calentar el agua, abrigar los áridos y proteger las superficies hormigonadas con lonas, dentro de las cuales se disponía calefacción por resistencias eléctricas.

11.6. Crítica.—La obra aparece con toda la violencia correspondiente a su gran oblicuidad, curvatura y pendiente combinadas, que aceptamos pensando claramente en sus consecuencias, por lo cual pusimos un mayor cuidado que en los demás, consistente en horas de estudio, propósito de simplificación de los detalles y prosecución muy atenta de la marcha de las obras. Las pendientes longitudinal y transversal combinadas daban, desde ciertos puntos de vista aún lejanos, una impresión de inestabilidad, que se agravaba para las visiones muy próximas y particularmente desde abajo. La asimetría completa reflejada en la diferencia tan grande que existe entre los ángulos terminales de la obra, producía un efecto de desequilibrio en la organización de la planta durante la construcción. Pero creemos que gracias a las disposiciones especiales tomadas en proyecto para las células de sustentación, con el recorte distinto de las dos pantallas terminales y las prolongaciones diferentes de las combinaciones de pilares cilíndricos en zigzag, así como mediante la articulación sencilla de los diferentes planos de paramentos, se ha conseguido un aquietamiento en el aspecto final.

La subdivisión en planos de los dos frentes del dintel en lugar de seguir las superficies curvas correspondientes a la incurvación de la directriz está más en armonía con el carácter específico de este paso y particularmente la visión desde la vía B, es decir, en dirección a Madrid, presenta la violencia mínima que debe corresponder a esta obra, dando una impresión de esbeltez y de dominio que no están reñidas, puesto que la valentía de la estructura no debe mermar en nada la cortesía con el usuario de la carretera, que, como ya dijimos al principio, está en no utilizar el alarde.







Junta central durante toda la construcción.

Vista de una célula libre.

Vista durante la prueba oficial.

© Consejo Superior de Investigaciones Científicas
Licencia Creative Commons 3.0 España (by-nc)
http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es

XII estudio en modelo reducido del puente de Galapagar

12.1. Dado el número de casos en que íbamos a utilizar el mismo tipo de estructura, tanto en organización longitudinal como en organización transversal, juzgamos conveniente hacer un estudio en modelo reducido estructural, que sirviera de base al enfoque teórico de los mismos, dándonos ocasión, al ejecutar materialmente el modelo, a compenetrarnos en sus modalidades morfológicas y constructivas, obtener datos experimentales concretos para el cálculo del caso particular, y que sirviera, en general, para la confrontación de los métodos analíticos que se han tanteado para todas las estructuras y, en un ciclo experimental completo, cotejar los resultados de los aparatos con los de otros análogos colocados en la propia obra.

Elegimos el paso de Galapagar, que aunque no es el prototipo más simple, ya que tiene oblicuidad, será el más frecuente, puesto que el cruce ortogonal es verdaderamente excepcional en una autopista. Además, nos daba ocasión, para poner a punto el sistema constructivo de corregir el efecto de oblicuidad por actuación sobre péndolas, estableciendo un reparto con mayor uniformidad de las cargas transmitidas a columnas, con lo cual influimos en la flexión longitudinal del dintel deshaciendo la desigualdad tan notable que se establece, de un modo natural, entre las diferentes fajas longitudinales, que pueden considerarse como vigas virtuales diferentes desde el borde correspondiente al ángulo agudo al borde del obtuso. También era importante este paso por tener la máxima anchura, tres carriles, característica muy importante para resaltar los efectos de dicha desigualdad en el reparto de flexiones, no sólo por lo que se refiere a la oblicuidad, sino por la actuación de las cargas en líneas longitudinales aisladas.

12.2. Ejecución del modelo.—Se ejecutó un modelo estructural de hormigón con áridos finos, arena y gravilla menuda, a escala 1/25, reproduciendo armaduras pasivas y activas, y tesando estas últimas con gato adecuado. Este se ejecutó en nuestro laboratorio, que viene funcionando desde el año 1952 (Ver INFORMES, núm. 130, abril 1961) y tiene en su haber modelos de este tipo de hormigón y a escalas análogas en los del estudio del puente de La Chantrea, sobre el Arga, con longitud total de 50 m y escala del 1/20 y más reducida en los modelos de dos estructuras laminares, la de la Escuela de Formación Profesional Acelerada en Barcelona, y las de las naves de hilados de HITASA, en Sevilla, con naves de dientes de sierra cilíndricos continuos en dos y tres vanos y longitudes de unos 60 m. En estructuras pretensadas tenemos los de las vigas trianguladas especiales del taller de laminación de Avilés, con luces de 28 y 29 m y escala 1/10.

El árido estaba constituido por arena del Manzanares y gravilla fina con granulometría muy estudiada. El cemento fue P-450 Valderribas, que era el mismo que se iba a utilizar en la obra.

En la armadura pasiva se adoptó malla de alambre calibrada a escala con las retículas existentes en las caras del prototipo. Para la armadura activa se eligió alambre de acero especial de 2 mm, sometido a recocido y controlado por ensayo a rotura de todos los alambres utilizados, haciéndose una distribución de unidades adaptada a la real en cuatro perfiles A, B, C, D: los dos primeros, A y B, rectos de extremidad a extremidad; el C, transversal con oblicuidad, y el D, en extremidades para reforzar las esquinas de ángulo obtuso.

Como se trata de alambres de pequeño diámetro, sus características resistentes son mucho más elevadas que las de las unidades reales; y, al hacer la distribución para que hubiera por lo menos uno en cada vigueta longitudinal, fue necesario tesarlos a menor escala que en la obra, aproximadamente al 40 por 100 de la carga de rotura, por lo que, aunque se ha reproducido a escala la acción del pretensado, en el aspecto armadura está en gran exceso, lo cual sólo tiene importancia para la etapa de rotura. Además, como no se inyectaron los conductos, las condiciones cambian en esa etapa. Para materializar las entubaciones se emplearon macarrones de aislamiento de conducciones eléctricas, lo más finos que se encontraron. El problema más difícil fue el de la realización de los anclajes, y el gato de tesado correspondiente. Se adoptó el procedimiento de rosca y tuerca con placa rectangular de reparto, rosca que servía también en el anclaje del gato, realizándose el tesado de uno en uno. El modelo se hormigonó sobre molde de madera en las mismas etapas que se desarrollaría la construcción de la obra, dejándose las péndolas en alambre único desnudo que se podía tesar desde la cara superior. Una variación que se introdujo respecto al prototipo fue que después de realizar las columnas como biarticuladas se rellenaron pies y cabezas con araldit, continuando los cilindros, con lo cual quedaron en situación intermedia entre biarticuladas y empotradas.

El problema más específico de un modelo de estructura pretensada es la manera de realizar el pretensado, que ha de hacerse de acuerdo y simultáneamente con la introducción del peso complementario para completar el equivalente al peso propio del prototipo. La estructura del modelo sin pretensar no aguanta la carga correspondiente al peso propio, pues la armadura pasiva es muy reducida. Tampoco aguanta el modelo la acción de su pretensado si no está presente y en funciones la carga complementaria que indicamos. Por consiguiente, es preciso estudiar el programa de introducción simultánea y por etapas de ambas acciones que se contrarrestan en parte. Como luego veremos, este programa presenta mucho interés para tenerlo en cuenta en el propio programa de descimbramiento y pretensado que, por razones en analogía con las aducidas, hay que realizar también simultánea y parcialmente. Se trata de dos fenómenos físicos en correlación prototipo-modelo, que nos da una ventaja más en la experimentación de estructuras pretensadas sobre modelos reducidos.

12.3. Aparatos de medida.—Los dos tipos de aparatos de medida que se instalaron fueron: flexímetros y bandas extensométricas. También se colocaron al principio clinómetros, pero se abandonaron en las medidas definitivas.

Los flexímetros se colocaron apoyados en cara superior, puesto que debajo teníamos el espacio ocupado por los contrapesos del complemento de carga permanente. Eran de tipo reloj, con una sensibilidad de centésima de milímetro. Se dispusieron en segmentos transversales siguiendo la oblicuidad en siete secciones características que

© Consejo Superior de Investigaciones Científicas
Licencia Creative Commons 3.0 España (by-nc) http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es

eran los bordes extremos, la central, las de arranque de acartelamientos y dos a mitad de distancia entre éstas y las de cabezas de columnas. En general había cinco flexímetros en cada segmento, excepto en bordes extremos, donde lo normal era colocar uno en cada vértice de péndolas, es decir, nueve en cada borde. Al aplicar directamente las cargas para rotura, hubo que suprimir los flexímetros situados en el eje longitudinal. El mayor número de flexímetros funcionando simultáneamente fue 60.

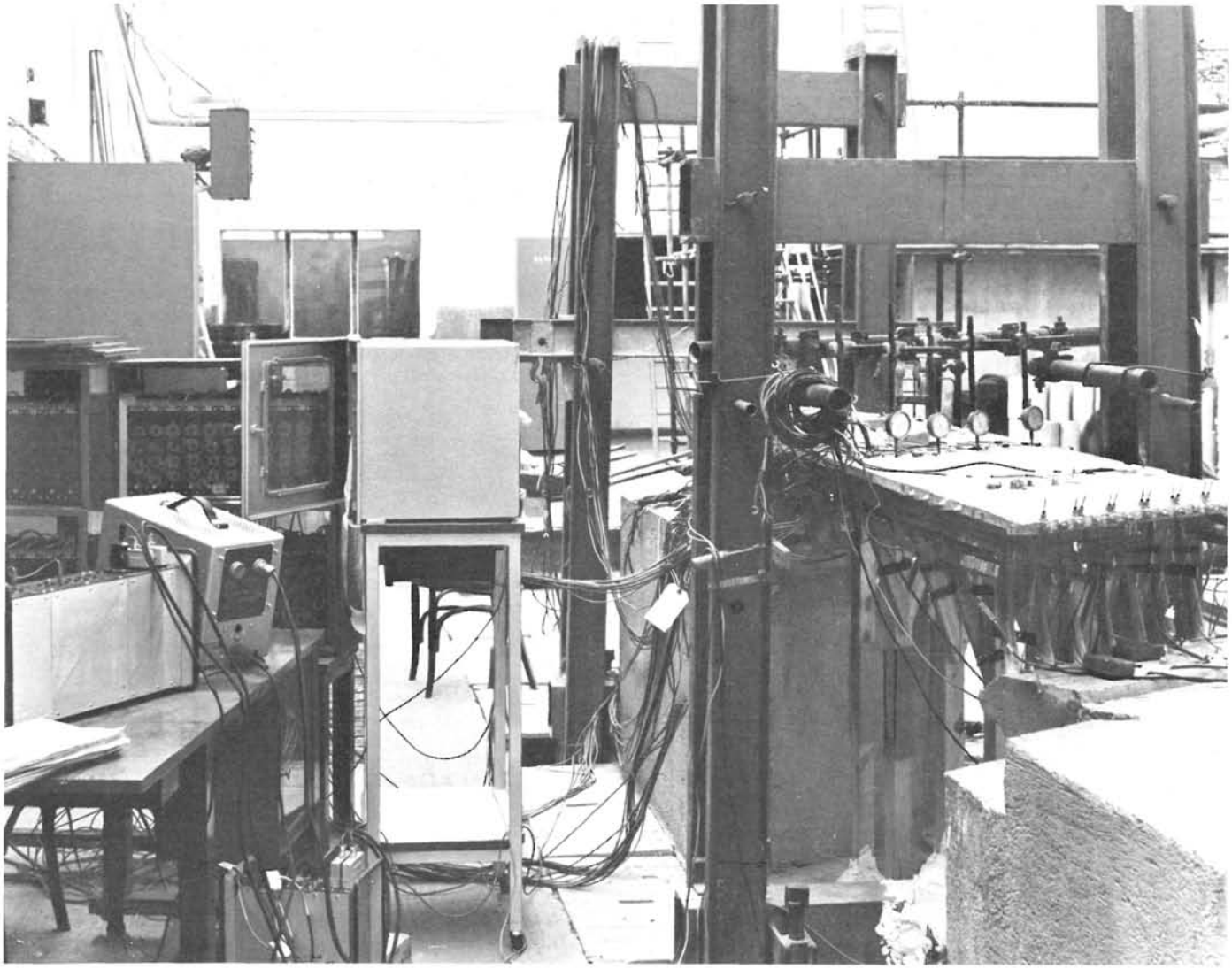
Las bandas extensométricas fueron Philips PR-9812 sobre cresol de 600Ω y se colocaron duplicadas sobre puntos en correspondencia de cara inferior y superior en las péndolas, en las columnas y en el dintel. En péndolas había una en cada una; en columnas, dos opuestas a media altura, y en dintel, las correspondientes a elementos longitudinales reales de los tabiques separando alvéolos. Se llegaron a colocar 100 bandas, renovándose algunas por fallos intermedios; pero sólo se utilizaban en cada experiencia 40, pues el registrador sólo recogía ese número. Se colocaron antes de pretensar para poder seguir el fenómeno y para conseguir, además, que trabajaran todas a compresión, pues su funcionamiento en esas condiciones resulta más correcto; pero hubo que renovar algunas por haberse deteriorado.

El puente de comparación es Philips PT-1200 y el registrador también Philips PR-2210 A/21 funcionando a través de cuatro conmutadores de diez unidades cada uno PT-1210 utilizando el montaje en semipuente.

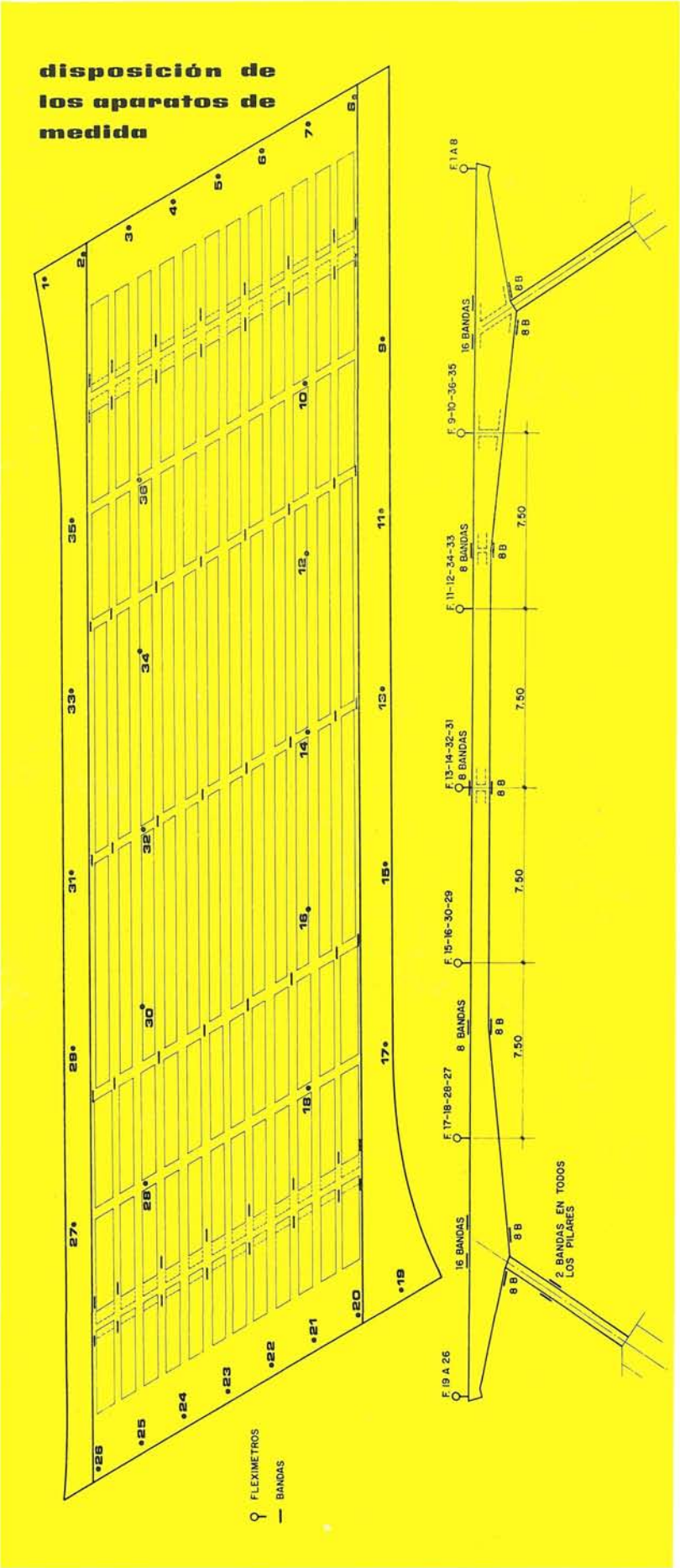
El peso complementario se realizó con placas de plomo colgadas de puntos aislados del tablero, sumando en total 4.100 kg. Quedaron actuando durante toda la vida del modelo, pues —como ya hemos dicho— éste no podía resistir la acción del pretensado sin la presencia efectiva del peso complementario.

Las sobrecargas de servicio correspondientes a las primeras etapas se realizaron con pesos de plomo colocados sobre el modelo con el reparto que fuera necesario. Para la obtención de líneas de influencia se utilizó un gato vertical de 1 t, y en la etapa de rotura se realizó una hipótesis de tres cargas concentradas transmitidas también por gatos verticales de 2 t, actuados por una misma bomba, midiendo las cargas a través de anillos dinamométricos, uno por gato.

Instalación del modelo y aparatos de medida.



© Consejo Superior de Investigaciones Científicas
Licencia Creative Commons 3.0 España (by-nc)



DESARROLLO DE LAS EXPERIENCIAS

Tratándose de un modelo con objetivo múltiple, su utilización pasó por diversas etapas que por causas ajenas a la experiencia se desarrollaron en diversos plazos ocupando un lapso de tiempo superior a 1 año.

La primera etapa de experimentación correspondía a la ejecución misma del modelo en cuanto a tesado de su armadura activa y adición del peso complementario, que —como ya hemos anticipado y veremos después en más detalles— tiene utilización directa en el proceso de descimbramiento de la propia estructura.

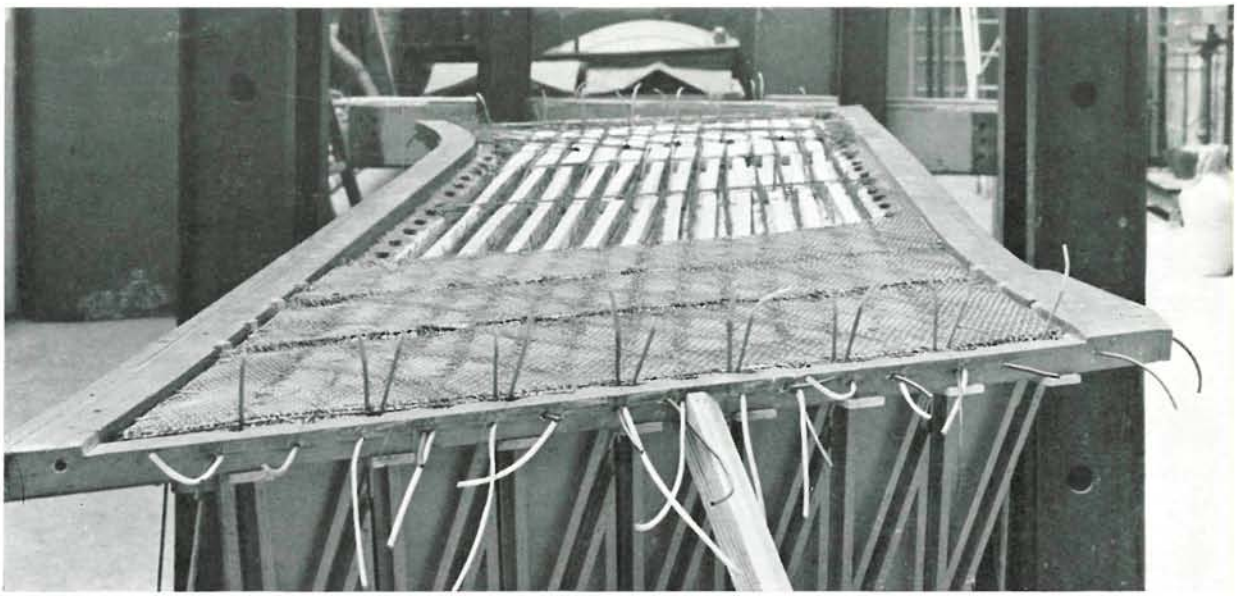
La segunda etapa se refirió a la toma de medidas con relación al comportamiento global de la estructura correspondiente al paso de Galapagar. Se estudió primero la actuación de carga permanente como acción externa, o sea, independiente de la que ya estaba actuando sobre el modelo, con lo cual a éste le tocaba resistir el doble de la misma. Se realizó con placas de plomo colocadas encima y que tenían el peso correspondiente a la distribución variable de aquélla. En la misma etapa se consideró la hipótesis de sobrecarga total, distribuyendo con plomo los 400 kg/m² de sobrecarga uniforme, igual a la uniforme en el prototipo y las concentradas de 12 t de éste correspondientes a los quince ejes posteriores de camiones distribuidos a 10 m de separación en los tres carriles de la plataforma. Esta carga concentrada se reducía por el cuadrado de la escala a 19,20 kg cada una.

Para tener una idea de la seguridad de la estructura sin producir lesión permanente en el modelo, se realizó la hipótesis de amplificación de la carga al 50 por 100 y de la sobrecarga al doble, es decir, colocando la mitad de la primera carga probada e incrementándola después con otra de la sobrecarga ya realizada, que como final se duplicó.

La tercera etapa se refirió también a un problema particular del paso de Galapagar, que es el de la corrección de oblicuidad mediante actuación en péndolas. Para esto se determinó la repercusión de la introducción de un esfuerzo de tracción en cada una de las péndolas, en las demás péndolas, en las columnas y en la flexión del tablero. Este esfuerzo se introducía en la cabeza superior de la péndola, tesándola mediante la acción del gato de pretensar.

La cuarta etapa, que se realizó en el modelo con más de 1 año de existencia, se refirió a la obtención de las características típicas del tablero de un puente que es la repartición longitudinal y transversal de la acción de una carga aislada, obteniendo las líneas de influencia de las flechas y de las deformaciones unitarias en caras superior e inferior para la actuación de una carga aislada, moviéndose por tres líneas longitudinales de la calzada.

© Consejo Superior de Investigaciones Científicas
Licencia Creative Commons 3.0 España (by-nc)



El hombro con parte de la armadura complementaria antes de hormigonar.

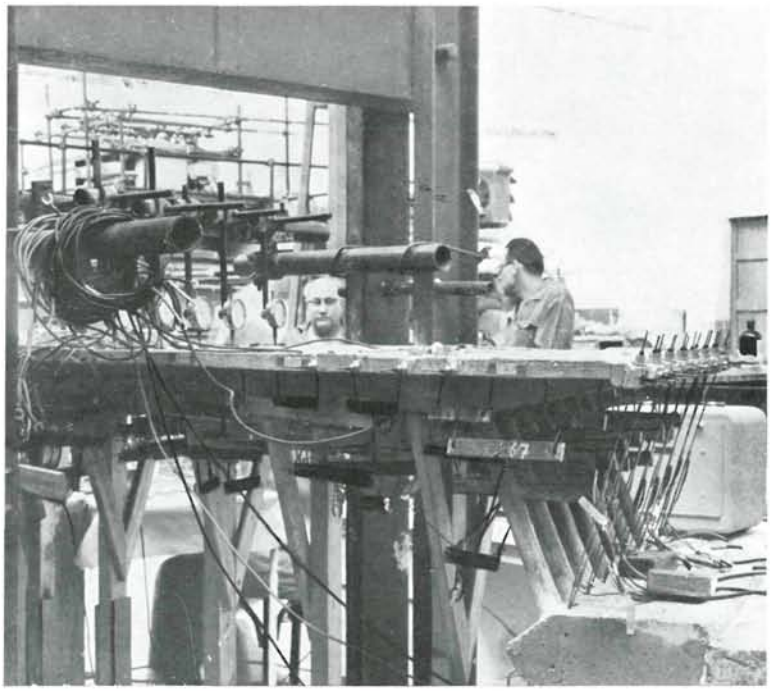
La quinta y última etapa se refirió al estudio del comportamiento del modelo hasta rotura, eligiendo como solicitación más propia para ello la de tres cargas iguales transmitidas por gatos situados sobre el eje longitudinal del tablero que se subdividían en dos simétricas con respecto al eje, a la distancia equivalente a la de planos de ruedas de un camión normal.

A continuación describimos, con cierto detalle, el desarrollo de cada una de las etapas, analizando los resultados obtenidos.

Primera etapa - Introducción de la acción del pretensado y del complemento del peso propio

Desarrollo de la etapa.—A los 21 días de terminar el hormigonado del modelo se procedió al desencofrado del mismo. Como la escala es 1/25, fue preciso sobrecargarlo con 24 veces su peso para reproducir las condiciones de peso propio del prototipo. Este peso no podía resistirlo sin la introducción del pretensado, y a su vez sin la actuación del pretensado no podía introducirse dicho peso, ya que la armadura pasiva o complementaria no estaba proyectada para ello. Por consiguiente, había que proceder con arreglo a un plan por fases sucesivas en las cuales fueran entrando en juego una parte del pretensado y otra del peso propio, de tal modo que el modelo pudiera resistir sin lesionarse en cada una de las etapas parciales.

En realidad, tenemos unas condiciones similares, ya que el prototipo antes de poner en funciones la armadura activa está soportado por el andamio, aunque debido al cedimiento de éste no estará totalmente en vacío. También



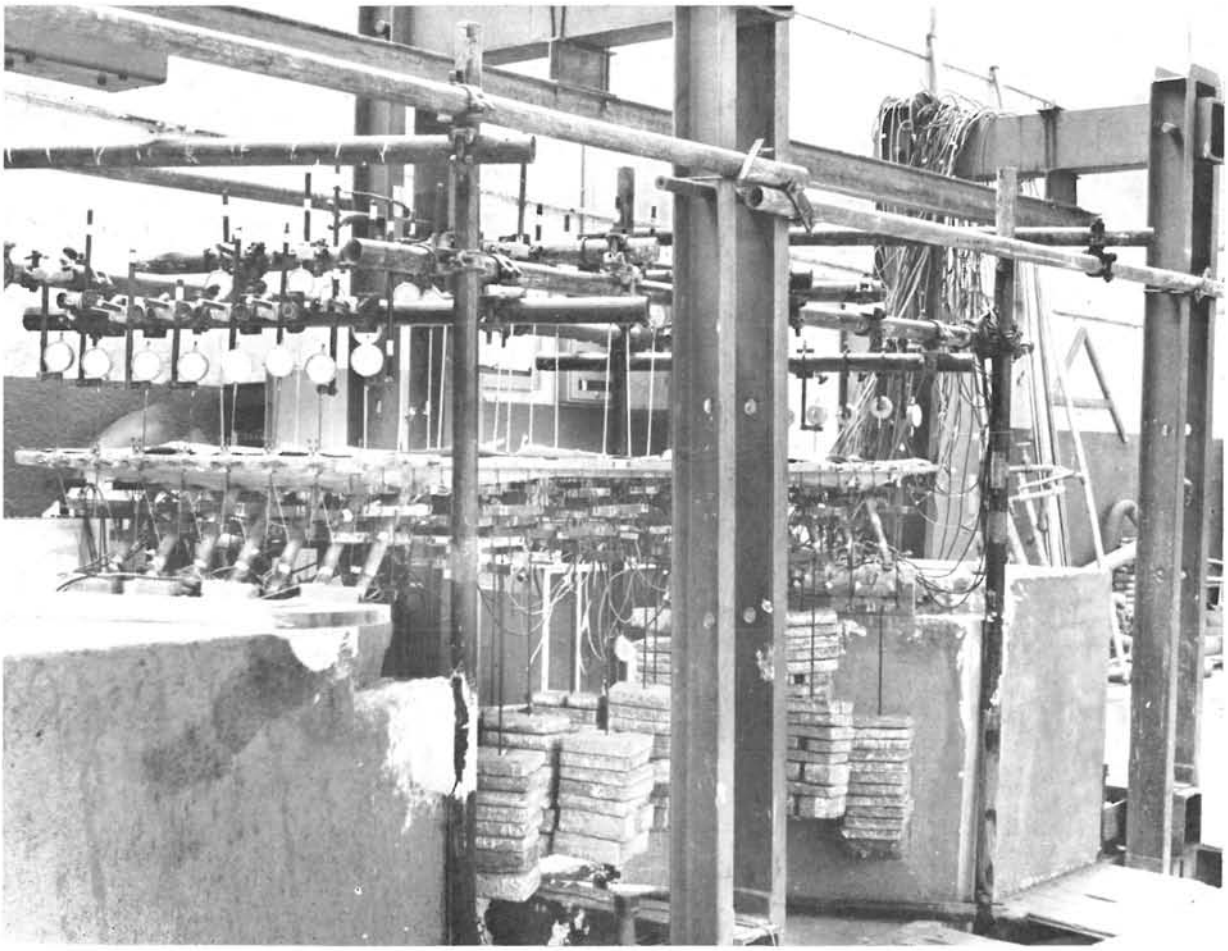
El hombro descimbrado antes de su tesado y de la adición de la carga representativa del peso propio.

© Consejo Superior de Investigaciones Científicas
Licencia Creative Commons 3.0 España (by-nc) http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es

se tiene el mismo dilema: la estructura no resiste su propio peso si no le ayuda la armadura activa y a su vez no resiste la acción del pretensado si no entra en acción el peso propio. Por tanto, el programa de tesado y el de descimbramiento tienen que estar de acuerdo y desarrollarse por etapas sucesivas. En los casos corrientes de tramos simples los fenómenos se desarrollan de acuerdo, sin más que poner en marcha el proceso de tesado, ya que las deformaciones que produce arquean al dintel y lo van separando del encofrado. Pero en un caso complejo como el que estudiamos, no existe esta correlación sencilla y hay que proceder simultáneamente a descimbrar, es decir, bajar cimbra, y tesar. Por este motivo el desarrollo en el modelo del proceso correspondiente tiene un gran interés práctico. Siguiendo este criterio después de desmoldar el modelo, el cual resistía bien su propio peso, se le apeó en tres secciones transversales: la central y las de cuartos de la luz, desarrollándose las operaciones de adición de peso complementario y tesado en cuatro etapas en las cuales se colgaban, en cada una, las cargas de plomo correspondientes a la cuarta parte del peso complementario, y después se tesaban, en la primera, cuatro barras A, y en la segunda, las otras cuatro barras; en la tercera, las cinco barras B completando todas las longitudinales y las seis barras C, y en la cuarta, las restantes cuatro barras D. Después de realizar estas operaciones se comprobó que el modelo se había separado de sus apeos y se procedió a retirarlos en tres etapas: primera, los próximos a columnas; segunda, los centrales, y tercera, los de cuartos de la luz.

RESULTADOS

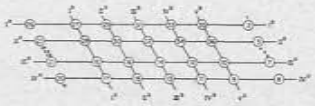
El mal funcionamiento del aparato registrador de bandas, inutilizó todas las lecturas tomadas en las 40 bandas durante las cuatro etapas indicadas, antes y después del tesado de las barras correspondientes. Todos estos datos de gran interés quedaron invalidados, siendo imposible repetir la operación, pues era una etapa de la ejecución del modelo.

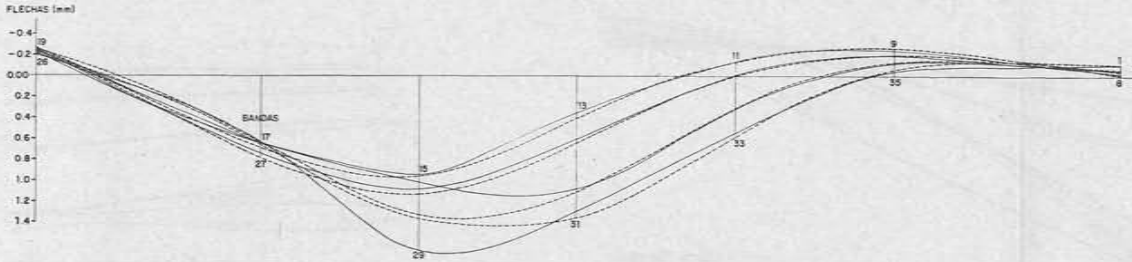


El hombro pretensado y con carga permanente complementaria (4.100 kg).

© Consejo Superior de Investigaciones Científicas
Licencia Creative Commons 3.0 España (by-nc)
http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es

© Consejo Superior de Investigaciones Científicas
Licencia Creative Commons 3.0 España (by-nc)

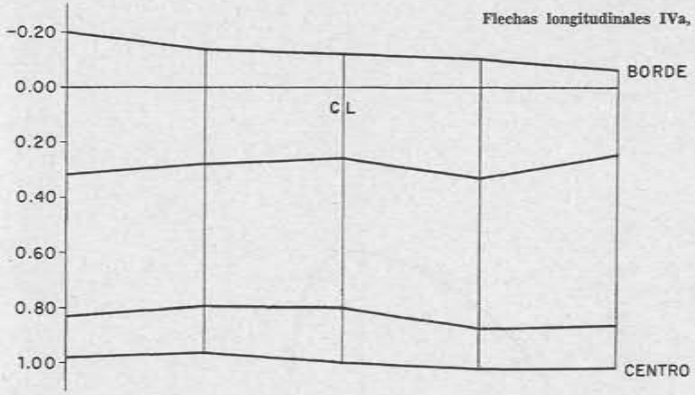




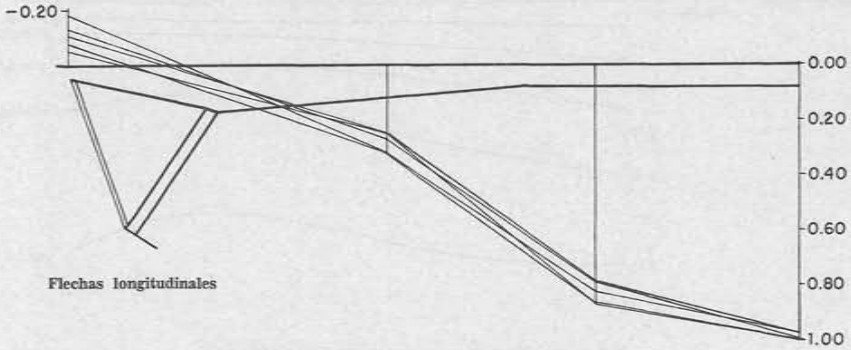
Posición 5 ——
Posición 5' .....

segunda etapa - carga permanente

Flechas longitudinales IVa, IIIa, IIa y Ia.



Flechas transversales.

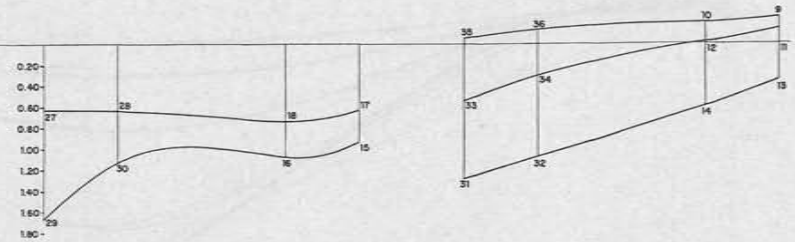


Flechas longitudinales

elásticas longitudinales y transversales para la posición de la carga en posiciones 5 y 5'

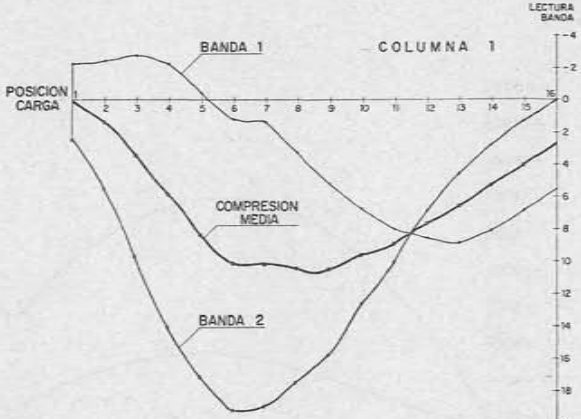
Ib y IIb

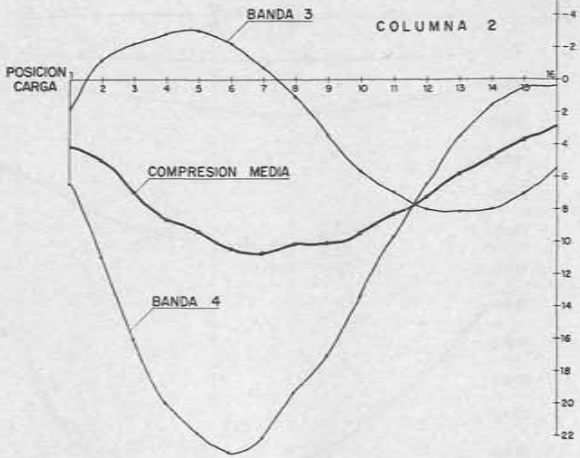
Vb, IVb y IIIb



Flechas transversales.

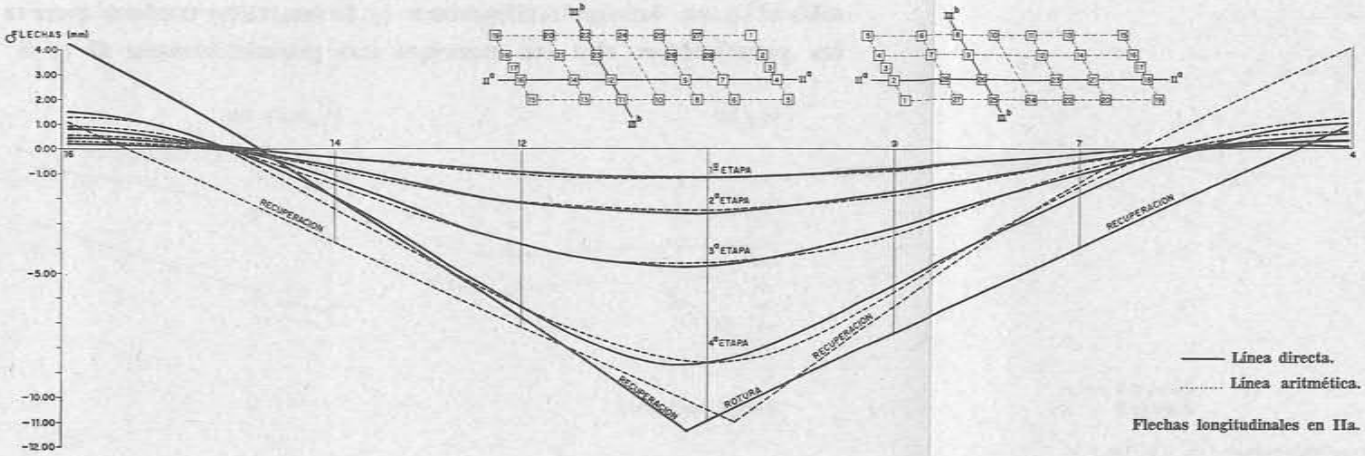
Deformaciones unitarias en columnas.





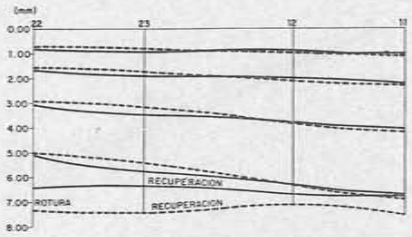
cuarta etapa - líneas de influencia

http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es

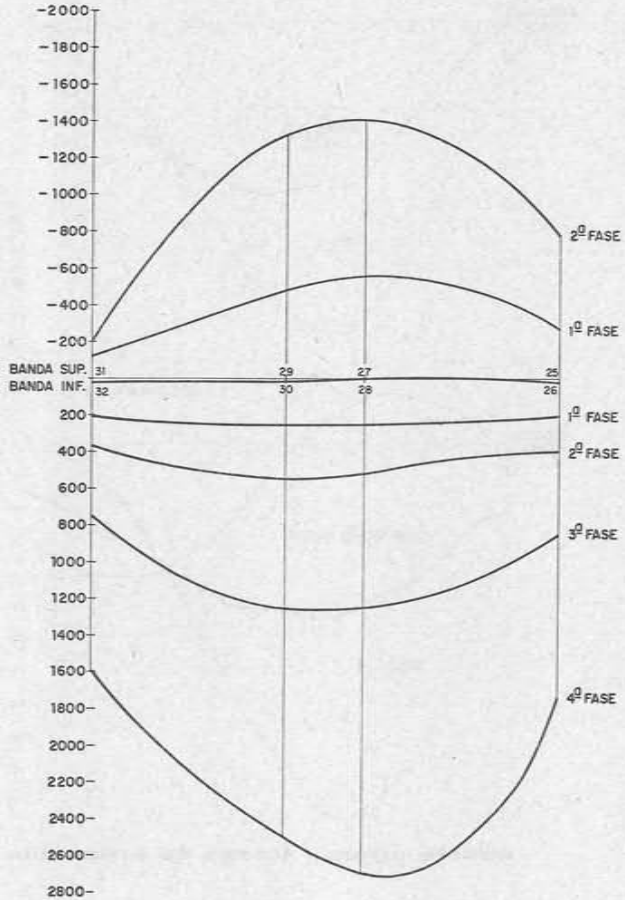


—— Línea directa.
..... Línea aritmética.

Flechas longitudinales en IIa.



Flechas transversales en IIIb.

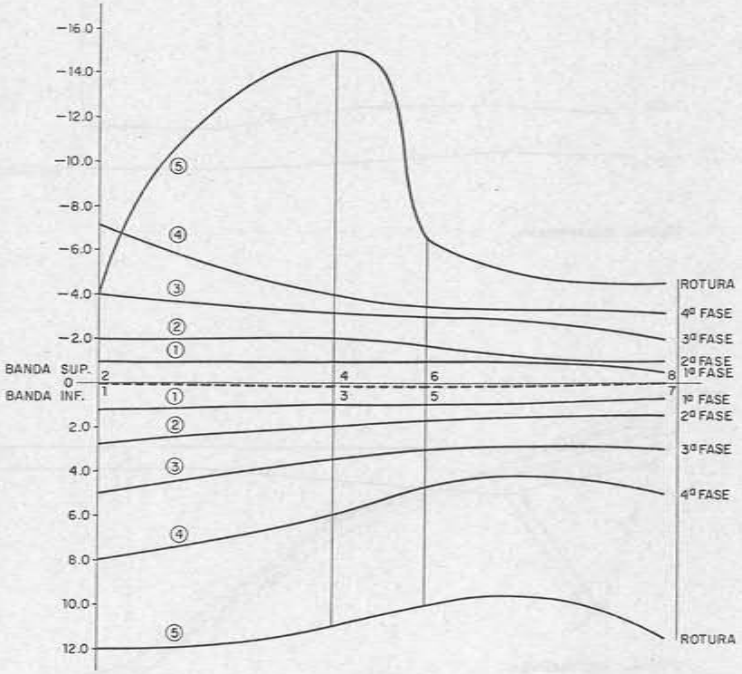


Reparto transversal.

Deformaciones unitarias longitudinales.

Sección central.

Sección de apoyo.



etapa final - ensayo a rotura

© Consejo Superior de Investigaciones Científicas
Licencia Creative Commons 3.0 España (by-nc)
http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es

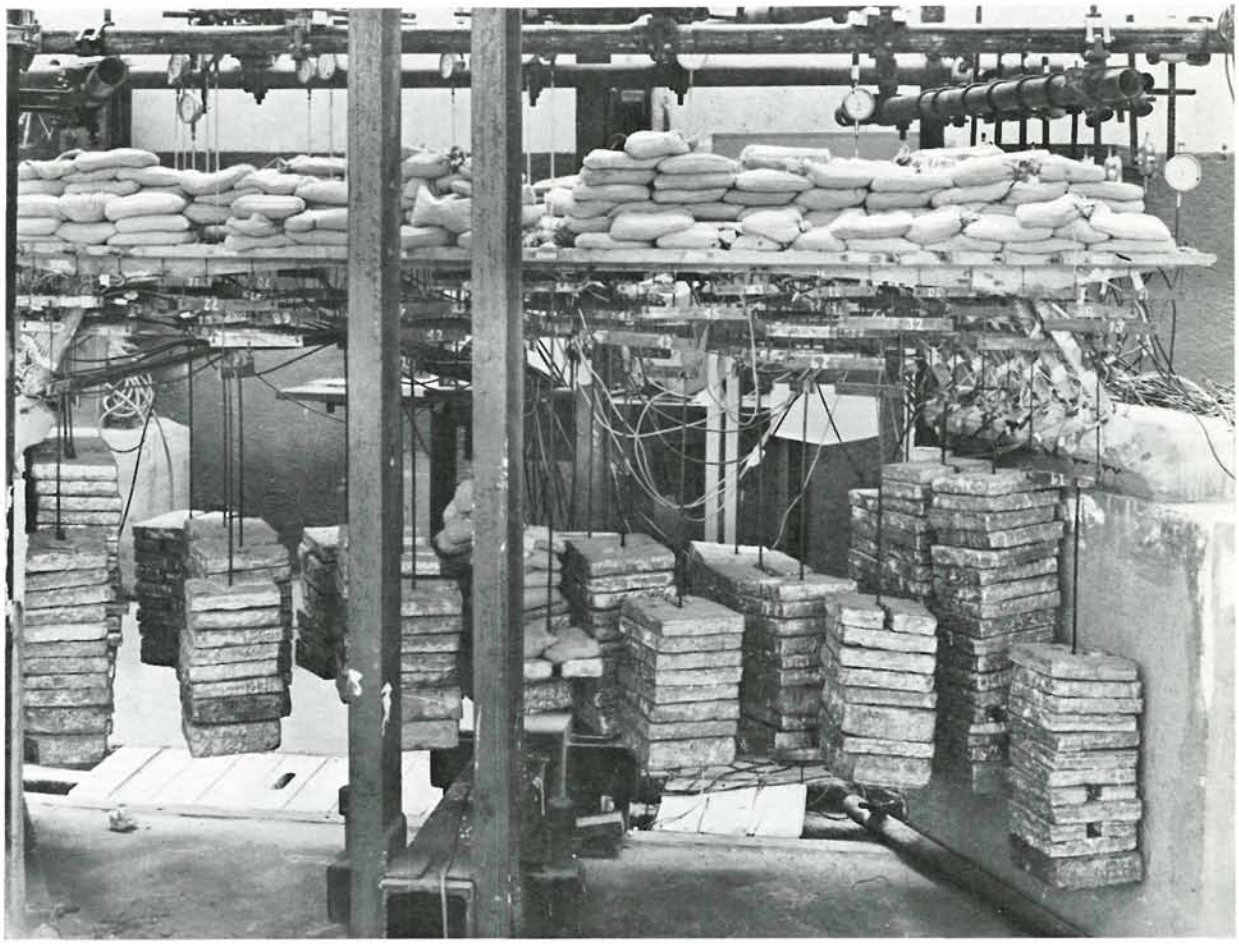
Quedaron válidos los resultados de los fleximetros que indican un hecho interesante y es que la estructura no se descimbra sola. Unicamente los vanos laterales levantan, despegándose, por consiguiente, del encofrado. En el centro de los vanos centrales se llega a flechas descendentes del orden del milímetro en el modelo, que corresponderán a los 2,5 cm en la realidad. Con arreglo a esto se dispuso el plan de descimbramiento del peso, quitando previamente el andamio de tubos en los vanos laterales y junto a las columnas, y acompañando al pretensado en cuatro fases, con una actuación sobre los husillos de los tubos verticales hasta una amplitud de 0,5 cm cada vez en el centro del vano.

Segunda etapa
Carga permanente + cargas de servicio

Como en la etapa anterior no se habían obtenido resultados válidos en bandas se procedió a reproducir, con carga de plomo directamente aplicada sobre el modelo, la hipótesis de carga permanente, con la distribución correspondiente a la variación de pesos.

Se utilizaron 23 fleximetros que correspondían a la totalidad de los mismos en una mitad del tablero y 3 de correlación en la otra mitad. En cuanto a bandas, las elegidas fueron todas las de pilares y péndolas de un lado con algunas de correlación en el opuesto y las completas de cuatro líneas transversales en el tablero, las cuales sumaban 80, por lo que se hizo su lectura en dos fases sucesivas con los mismos conmutadores.

Los resultados de los fleximetros son muy interesantes, pues dibujando las elásticas longitudinales vemos que el comportamiento de cada una de las fajas virtuales es muy poco diferente, teniendo todas un punto de flecha cero



El hombro durante una prueba de carga + sobrecarga total.

© Consejo Superior de Investigaciones Científicas
Licencia Creative Commons 3.0 España (by-nc)
http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es

casi coincidente. Esto se comprueba al dibujar las elásticas transversales en sentido de la oblicuidad, donde los diagramas son casi horizontales con una ligera tendencia al descenso hacia el borde que tiene la esquina en ángulo agudo (figs. pág. 113).

En páginas 113 y 114 aparecen las cuatro elásticas longitudinales y cinco transversales para situación de la fuerza en la posición 5, que comprende a línea en eje longitudinal y punto a 8 m (distancia en prototipo) del centro. Estas elásticas son a su vez líneas de influencia para el punto 5 de la fuerza moviéndose a lo largo de las líneas correspondientes. En la misma figura aparecen también las elásticas longitudinales del punto 5', que es el antimétrico del 5, estando representadas de línea discontinua, pero giradas 180° con objeto de compararlas directamente.

En el reparto sobre péndolas y columnas los resultados no son tan claros, pero siempre existe un segmento casi horizontal en el centro con descenso brusco en el borde agudo y ascenso en el obtuso. Lo mismo ocurre en las compresiones de columnas y en el reparto de flexiones según sección central y de arranques. Después de ensayar la carga permanente sobrepuesta que daba una solicitación del doble de ésta más el pretensado, se pasó al ensayo de vez y media permanente más doble de la sobrecarga total equivalente en distribución uniforme, realizada en cuatro fases de valor, cuarta parte del total. Se siguió el comportamiento a través de bandas y flexímetros, comprobándose su perfecta elasticidad y regularidad.

El ensayo para actuación sobre péndolas fue uno de los más útiles y requirió una serie de cargas sucesivas, pero dada su extensión lo reservamos para una publicación independiente.

Cuarta etapa - Líneas de influencia

En esta etapa se trató de obtener el comportamiento integral de la estructura para cargas aisladas moviéndose a lo largo de tres líneas longitudinales que representan los ejes de los tres carriles y, por tanto, la central es el eje longitudinal del puente.

Se tomaron mediciones para actuación de la fuerza en 16 posiciones a distancias de 10 cm (en la realidad a 2,50) en cada uno de los tres ejes, materializando la fuerza mediante gato vertical aplicado en sandwich contra el tablero y un pórtico metálico fijo al suelo. En la transmisión se colocaba un anillo dinamométrico de una tonelada para ajustar la carga a 300 y 500 kg, pues se tomaban lecturas en ambas para comprobar el comportamiento elástico por proporcionalidad de las medidas. No se pudo colocar la carga en las líneas de bordes extremos por impedirlo las cabezas de anclaje de las péndolas.

Las bandas que se utilizaron fueron las de cuatro columnas, que eran las dos parejas laterales, las de sección de dintel a ambos lados del apoyo sobre columnas y las de sección central; en total cuarenta, como ya hemos indicado, a causa de la capacidad limitada del registrador.

La disposición de aparatos y las posiciones de la carga nos permiten determinar en cada punto que interese tres líneas de influencia que nos sirven para calcular los efectos correspondientes a los tres trenes de carga, que físicamente corresponden a los tres carriles de tráfico.

Las líneas de influencia de flechas, que para los puntos correspondientes a las posiciones de carga coinciden con las elásticas debidas a la carga en ellos, nos dan la parte del funcionamiento elástico de la estructura, siendo las más interesantes las transversales, pues nos dan el comportamiento transversal del tablero, es decir, las condiciones de repartición de las cargas aisladas.

Por la misma causa, aunque las líneas de influencia de las bandas nos permiten averiguar las hipótesis más desfavorables en cualquier punto para la actuación de los tres trenes de carga, son también muy interesantes los diagramas de momentos unitarios longitudinales (es lo que en definitiva dan las bandas) en una sección transversal, para una posición fija de la fuerza aislada. Estos diagramas se complementan con los de las flechas y coinciden prácticamente en cuanto a coeficientes de reparto.

RESULTADOS

Las bandas diametralmente opuestas en cada uno de los pilares dan valores diferentes, lo cual indica que hay una flexión superpuesta a la compresión longitudinal. Esta se obtiene hallando la semisuma de ambos valores y el momento flector por semidiferencia y multiplicadas ambas por el coeficiente de elasticidad y, además, las primeras por el área y las segundas por el momento resistente de la sección. Esta flexión es debida al empotramiento creado en ambas extremidades al cerrar las articulaciones con araldit. Las compresiones en cada columna nos dan líneas de influencia aproximadamente simétricas para fuerzas moviéndose en línea central, como corresponde al empuje de un arco de dos articulaciones. Hay que tener en cuenta que mirada la estructura como dintel esta simetría es ilógica, pero, debido a su desplazabilidad longitudinal, la igualación de empuje se establece naturalmente.

Ultima etapa - Rotura

Terminada la etapa de obtención de líneas de influencia se procedió a cargar el modelo para llegar a la rotura.

Se eligió como solicitación final la de tres gatos, iguales al utilizado en la etapa anterior, situados en el eje longitudinal del tablero transmitiendo la acción a través de su correspondiente anillo dinamométrico (dos de 10 y uno de 20 t). Se situaron en una mitad del puente coincidiendo el eje de un extremo con el punto central del tablero.

Como los gatos inutilizaban para flexímetros la mitad de la línea central, se prescindió de todos los de esta línea, quedando 4 en cada una de las transversales y en total 30. De las bandas se seleccionaron las de cuatro viguetas longitudinales, las dos extremas a cada lado y las inmediatas a la central en las cinco secciones características que se han considerado en todas las etapas.

© Consejo Superior de Investigaciones Científicas
Licencia Creative Commons 3.0 España (by-nc)
http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es

Las cargas por gato se aplicarán en cuatro fases partiendo de una carga de rotura teórica que se calculó en 792 kg por gato, empezándose en 192, pasando por 384 y 600 y continuando después hasta 916, que equivalían en la realidad a la actuación de las cargas de 572 t, o sea, en total 1.716 toneladas.

Como ya hemos indicado al principio la armadura para adaptarse a la distribución según las viguetas longitudinales y con unidades del diámetro adoptado, resultó superabundante, aunque la acción del pretensado se introdujo a su debida escala. Por consiguiente, la capacidad de carga se tiene que referir a la rotura por fallo del hormigón.

RESULTADOS

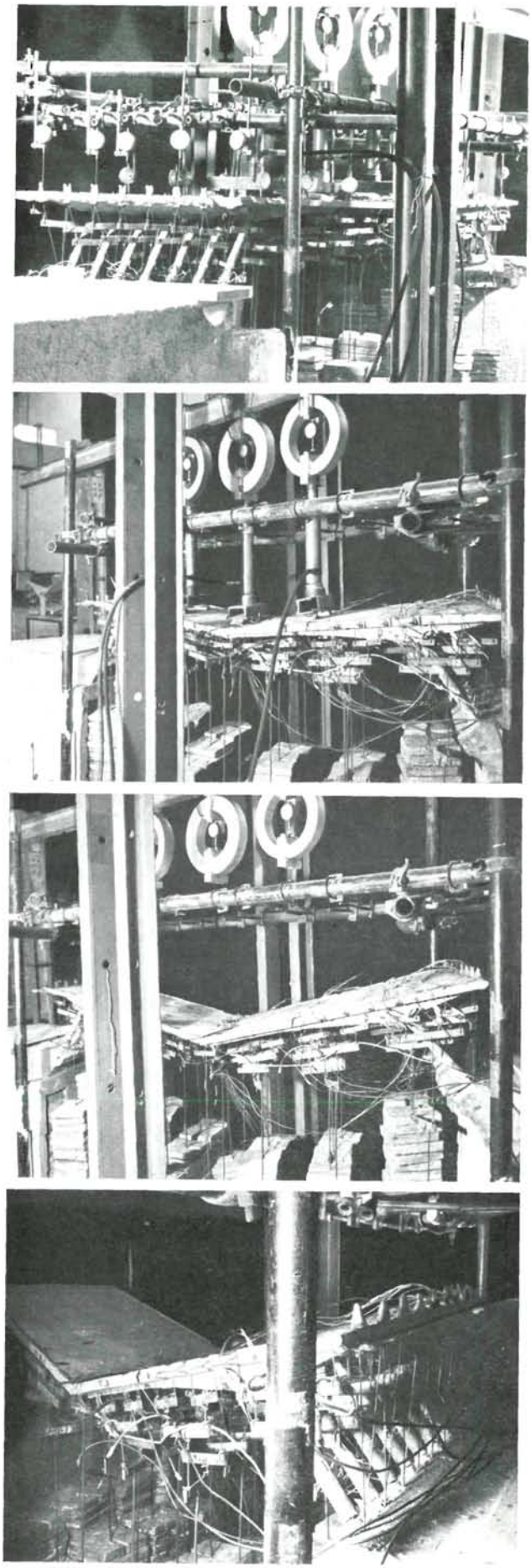
Los diagramas más interesantes son los de reparto transversal de flexiones, dibujando en líneas transversales las lecturas de bandas en cara superior e inferior. Se ve cómo partiendo de un reparto transversal casi uniforme la desigualación va aumentando con la carga, hasta llegar a una distribución muy desigual pero bastante simétrica en la sección central, mientras que en las de apoyos la desigualación se produce aumentando hacia el lado del ángulo obtuso (diagramas págs. 115 y 116, zona inferior).

En distribución de flechas las elásticas longitudinales dan un comportamiento muy uniforme y elástico hasta rotura con máximas próximas a la sección central y puntos de flecha nula a unos 3 m de distancia de extremidades en equivalencia de prototipo. En sentido transversal oblicuo las elásticas son casi rectas inclinadas hacia el borde que tiene la esquina de ángulo agudo. La desigualación aumenta con la carga, aunque ésta es casi insignificante en los bordes extremos. Esto indica el monolitismo transversal del tablero y su eficacia en la repartición de cargas aisladas, aun en el caso de concentración en línea central y con valores de cada una tan elevados. La flecha elástica máxima llegó a ser de 9 mm, es decir, 22 cm en la realidad. Al recuperarse después de rotura quedó en 12 milímetros (diagramas págs. 115 y 116, zona superior).

La rotura comenzó en una línea transversal oblicua casi en el centro del vano, después se produjeron dos nuevas líneas de rotura junto a las líneas de apoyo de columnas en el vano central. No se rompieron alambres, pero saltaron algunas tuercas de anclaje que punzonaron las roscas.

El fenómeno final no se pudo detectar fácilmente, ya que se movían los macizos de anclaje levantándose y girando el de un lado.

La estructura después de rotura quedó articulada en la línea de rotura central con las dos mitades casi planas, excepto una ligera convexidad en las esquinas obtusas.



Vistas del hombro durante la prueba final de rotura.

© Consejo Superior de Investigaciones Científicas
Licencia Creative Commons 3.0 España (by-nc)

Ponts de l'autoroute de Madrid à La Corogne

C. Fernández Casado, Dr. Ing. des Ponts et Chaussées.

L'heureuse circonstance d'avoir à projeter sans délai la transformation en autoroute du tronçon de la route de La Corogne, qui était en cours de réforme pour dédoublement, a amené l'obligation de résoudre avec une certaine urgence, c'est-à-dire en une seule fois, les dix passages pour croisement à différents niveaux dus au changement de catégorie du tronçon de Las Rozas à Villalba.

Sous la pression de ces circonstances impérieuses, mais avec le temps suffisant pour mûrir l'étude des meilleures solutions, a surgi cette série de passages fondus dans un paysage tout en harmonie avec le plateau où sont situés Madrid et ses montagnes voisines. La route s'élève par degrés, suivant la topographie du terrain, jalonnée par les villages, enjambant des tronçons successifs de voie romaine, de sentes des troupeaux, de chaussées de la Maison d'Autriches, des Bourbons et des chemins de postes. Précisément, pour une coïncidence logique, nos ouvrages se trouvent en accord avec ce réseau.

La similitude des conditions du trafic et des facilités géotechniques pour assurer les fondations des ouvrages, favorables à une homogénéité dans la morphologie des constructions à projeter, tendance renforcée par une volonté expresse de normalisation aux perspectives plus larges vers le futur des autoroutes espagnoles, a été contrecarrée par les exigences particulières de chaque cas, dont on s'est occupé avec un intérêt, s'il est possible, plus soutenu que dans l'autre direction.

En ces conditions opposées la normalisation a triomphé pour les passages inférieurs, trois routiers et un pour voie ferrée, car non seulement une même solution a été utilisée deux fois (dalles précontraintes à Pinar de las Rozas et à Peñascales), mais encore qu'une quelconque d'entre elles pourrait être reproduite dans un autre projet d'autoroute ou simplement de passage routier à différent niveau, si le passage inférieur est une voie ferrée ou une route d'importance secondaire.

Par contre pour les passages supérieurs la normalisation a échoué. Bien que la même idée ait été retenue pour toutes les structures, il n'existe pas de reproduction matérielle pour aucune d'elles. Les travaux correspondants sont beaucoup plus importants que ceux des passages inférieurs et, de plus, les détails particuliers de l'aménagement du terrain ont une répercussion plus forte sur l'ensemble du projet. Il faut tenir compte, cependant, qu'il s'agit ici d'une route dédoublée se transformant en autoroute en plein développement.

En fin de compte, le résultat auquel nous avons abouti n'est pas si décourageant, car il est possible et, à la fois, intéressant de disposer d'une collection de passages inférieurs, qui puissent résoudre presque tous les ouvrages de cette sorte. Par contre, l'importance et la variété de conditions des passages supérieurs ne permettent pas de combler ce désir, bien que leur calcul soit actuellement normalisé par des programmes de computeur électronique, ce qui réduit au minimum la tâche fastidieuse du calcul et qui, de plus, permet de le développer avec une plus grande finesse de précisions et de variantes. Pour les cas d'exception où l'on ne peut y parvenir, nous avons les modèles réduits structuraux.

L'ingénieur peut donc s'employer à fond dans sa mission primordiale qui est de projeter et précisément sur une des structures qui s'y prête le mieux par la richesse de ses possibilités encore non développées dans le béton précontraint, qui, par une coïncidence non casuelle permet des portées et des élancements presque doubles qu'avec le béton armé normal, et se plie mieux aux conditions de hauteur de clef et de diaphanité maximale du passage.

Ce type de viaduc pour croisement routier, qui est le plus récent dans l'histoire du pont, exige une perfection formelle due à son caractère distinctif à tous les points de vue, mais, de plus, en limitant un espace où vivre d'une manière fugace le conducteur obligé à le traverser, impose de nouvelles obligations à l'ingénieur et l'usager s'établit à travers un message de sérénité obtenue par l'équilibre en tension de la structure, sérénité si nécessaire à l'homme actuel, fatigué non seulement par le trafic de la route, mais aussi plus profondément par le trafic de la vie.

Bridges of the Madrid-La Coruña Motor Road

C. Fernández Casado, Dr. civil enginer.

The fortunate circumstance that an urgent plan was approved to transform the road to La Coruña into a motor road, over a distance which was already being converted into a double lane road, led to the standardised design of the ten viaducts over the motor road, between Las Rozas and Villalba.

The consequence of the above requirements, and much careful thought, are the viaducts which now emerge from constrasting landscape of plain and mountain, between Madrid and the nearby Sierra. The road ascends, following the natural topography and the positioning of the villages, and also taking advantage of parts of old Roman roads, cattle lanes, and later roads built in the times of the Austrias, the Bourbons and for the use of horse carriages. Actually, by a logical coincidence, the viaducts are sited at the cross roads of this old road pattern.

The traffic and the geotechnical conditions are fairly similar for all the viaducts, and this factor was reinforced by the present tendency to standardise the design of Spanish motor roads. But in contrast to this there is the need to attend to the particular requirements of each case: a consideration that perhaps has deserved even more care than the first one.

As a result of these contrasting conditions, the underpasses, three of the motor way and another of the railway, have been standardised: the same design has been used on two occasions (prestressed slabs at Pinar

© Consejo Superior de Investigaciones Científicas
Licencia Creative Commons 3.0 España (by-nc) http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es

de Las Rozas and at Peñascales), and in addition, this design could be repeated for any other motor road or for any other two level crossing, when the lower one is a railway or secondary road.

On the other hand, on the overpasses standardisation has not been possible: althought the basic pattern has been the same in all the structures, the detailed construction is different in each. The overpasses are more important projects than the underpasses, and in addition, their detailed adaptation to the site has a greater influence on the total project. However, this influence must be somewhat reduced, since in our case we were dealing with a dual lane road, which was transformed into a motor road whilst in course of construction.

Actually, the final result is not too disappointing, since the main advantage is to have a series of underpasses that meet the requirements of this kind of motor road. On the other hand, the number, and the varied circunmstances affecting the overpasses do not make it possible to attain this aim. Even so the design calculations for these structures are now computer standardised. This reduces to a minimum the tedious calculations, and also makes it possible to obtain the most precisely suitable variants. For those exceptional cases where this is not possible, we utilised reduced scale structural models.

Thus the engineer can concentrate on his main function of designing, especially so in the case of one of the structures that is most susceptible to this, due to the rich, untapped, possibilities of prestressed concrete. It is not by chance that in this medium it is possible to attain spans and slenderness ratios that are nearly twice as large as in reinforced concrete. Hence prestressed concrete is more apt to meet the requirements for dintel depth and maximum bridge opening.

This type of viaduct for motor road crossings, which is the most recent development in bridge evolution, demands the highest possible technical refinement, since it is the most advanced form of structure, and its own structural efficiency determines how far it influences the road over which it runs.

In this sense, there is a spirit of cooperation between the engineer and the road user, expressed in the serene balance of the stressed structure. This sense of peace is specially necessary to the modern man, who is so highly pressed, not only by road traffic, but generally by the deeper conflicts in the flow of life.

Die Autobahnbrücken der Strecke Madrid - La Coruña

Dr. Ing. C. Fernández Casado.

Durch den dringend notwendigen Ausbau der bereits zweispurigen Landstrasse Madrid - La Coruña zur Autobahn ergab sich die günstige Gelegenheit, alle zehn im Abschnitt Las Rozas-Villalba erforderlichen Autobahnübergänge auf einmal und in recht kurzer Zeit zu entwerfen.

Obwohl die Zeit drängte, prüfte man die in Frage kommenden Lösungen aufs Gründlichste, und so entstand im Grenzgebiet zwischen der Madrider Hochebene und der nahegelegenen Sierra diese Brückengruppe. Die ansteigende Landstrasse wurde von der Landschaft und der Bevölkerung geprägt. Sie verbindet die einstige Via Romana, die früheren Wege der grossen Viehherden, die Strasse der Habsburger und Bourbonen und die früheren Postwege. Die neu errichteten Brücken befinden sich logischerweise an den Kreuzwegen dieses Strassennetzes.

Die Verkehrsbedingungen und die geotechnischen Gegebenheiten entsprechen einander und begünstigen eine einheitliche Gestaltung des Bauprojekts. Hierdurch wiederum wird die Tendenz zur breitangelegten Vereinheitlichung der spanischen Autobahnen gefördert, die jedoch durch die Berücksichtigung der Gegebenheiten im Einzelfalle gehemmt wird.

Unter diesen schwierigen Bedingungen ist die Normalisierung in den Unterführungen (drei Strassen- und eine Eisenbahnunterführung) durchgeführt worden. Man hat nur eine Lösung angewendet (Spannbetonplatten in Pinar de Las Rozas und Peñascales), die immer wieder verwendet werden kann, gleich ob es sich um eine Autobahn oder um eine einfache Hochstrasse handelt, deren unterer Teil eine Landstrasse zweiter Ordnung oder eine Eisenbahnstrecke ist.

Bei den Autobahnbrücken hat man die Vereintheitlichung nicht erreicht, denn obwohl allen dieselbe Idee zugrunde liegt, war es in der Praxis nicht möglich, sie zu verwirklichen. Der Bau der Brücken ist von weitaus grösserer Bedeutung als der der Unterführungen und ist zudem für die Gesamtkonstruktion entscheidender. In unserem Falle muss dies jedoch etwas abgeschwächt werden, da es sich hier bereits um eine zweispurige Landstrasse handelt, die zur Autobahn ausgebaut wurde.

Unsere Lösung hat jedoch ein grosses Verdienst, da wir somit zu einer Reihe von Unterführungen gelangten, die bei jedem Bau dieser Art Verwendung finden können. Die unterschiedlichen Bedingungen, die für die Brücken gegeben waren, machten dieses hier unmöglich. Man gelangt jedoch jetzt zu einer einheitlichen und äusserst präzisen Berechnung durch Elektronengehirne, die die Schwierigkeiten der Berechnung auf ein Minimum zurückführen.

Hierdurch wird es dem Ingenieur möglich, sich ganz seiner vornehmlichen Aufgabe, dem Entwurf, zu widmen. Zudem handelt es sich hier um ein Bauwerk, das viele noch nicht entwickelte Möglichkeiten zulässt bei der Verwendung von Spannbeton, da dieser fast doppelt so grosse Spannweiten und eine weitaus grössere Feinheit als Stahlbeton ermöglicht und somit besser die geforderten Bedingungen, nämlich die Einhaltung einer vorgeschriebenen Höhe und die Erzielung der grösstmöglichen Schlankheit der Brücken, erfüllt.

Die Autobahnbrücke, die das jüngste Glied in der Geschichte der Brücke ist, erfordert höchste technische Perfektion, da sie die am weitesten entwickelte Bauform darstellt und ihre strukturelle Vollkommenheit sich auf die Strasse, die sie überquert, auswirkt. In dieser Hinsicht wird eine Art Solidarität zwischen dem Ingenieur und dem Benutzer der Strasse hergestellt, die sich in der Ausgeglichenheit des komplexen Bauwerks ausdrückt. Diese Harmonie ist besonders wichtig für den modernen Menschen, der nicht nur durch den heutigen Verkehr, sondern mehr noch durch die heutige Lebensart beansprucht wird.

© Consejo Superior de Investigaciones Científicas
Licencia Creative Commons 3.0 España (by-nc) http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es