

Puente Calle-Calle

El día 11 de febrero fué entregado al tráfico el puente recién construído sobre el río Calle-Calle, en la ciudad de Valdivia. En la inauguración de la obra, el Director General de Obras Públicas, Ingeniero don Servando Oyanedel, pronunció el siguiente discurso:

“Señor Intendente, señor Alcalde, señores:

La ejecución de esta hermosa obra de ingeniería ha venido a satisfacer una antigua aspiración regional de vasta trascendencia para el porvenir económico y turístico de Valdivia.

La construcción de este puente y del camino de Valdivia a Putabla, que es su complemento deja a Valdivia en el camino longitudinal a Puerto Montt, aprovechando el sector construído desde Valdivia a La Unión, permitiendo así una fácil comunicación de las Provincias de Valdivia, Osorno y Llanquihue con todo el norte del país.

La ejecución de este puente, uno de los más importantes realizados en el país, ha costado seis años y ha exigido el estudio y solución de difíciles problemas técnicos y constructivos derivados de la mala calidad del terreno y de la gran profundidad del agua en que se ha trabajado.

Afortunadamente, hemos contado con la inteligente cooperación del experimentado constructor señor Federico Wiese y con la técnica y experiencia del personal de la Sección Puentes del Departamento de Caminos, para llevar a buen término esta importante obra, que ha sido proyectada y dirigida por ingenieros chilenos y ejecutada por obreros chilenos”.

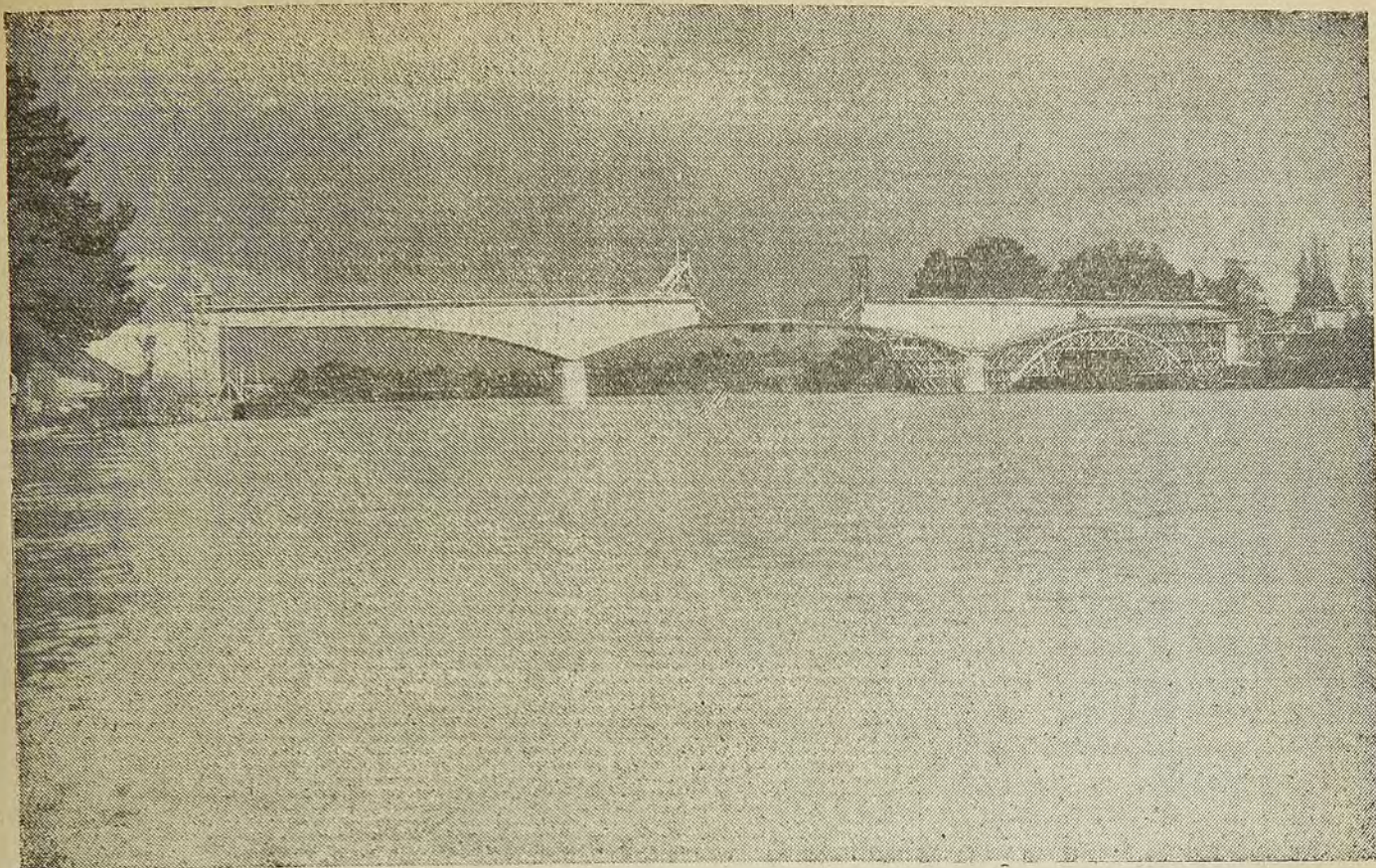
A continuación, el señor Oyanedel se refirió a las características del puente Calle-Calle.

Más adelante expresó: “Antes de terminar, debo agradecer la cooperación de todos los que con su inteligencia y desvelos y con su esfuerzo muscular, han contribuído a convertir en realidad esta antigua aspiración regional, tantas veces representada por los parlamentarios, las autoridades y los vecinos, a fin de dar vida material a este hermoso puente que con el camino a Putabla, destacará la importancia comercial y turística de la atrayente metrópoli industrial sureña.

El Ministro de Vías y Obras, quien en representación de S. E. el Presidente de la República, había querido compartir con vosotros las emociones jubilosas de esta inauguración, no ha podido hacerlo por enfermedad.

En nombre y representación del Ministro de Obras Públicas, declaro inaugurado este puente”.

“He dicho”.



El señor Ministro de Obras Públicas, no pudiendo asistir a la inauguración, envió el siguiente telegrama:

“Señor Servando Oyanedel.—Valdivia.

Le ruego expresar a las autoridades de Valdivia, a la representación parlamentaria y a la ciudadanía de esa progresista región mis sentimientos por no poder participar personalmente del íbulo con que todos celebran la inauguración del nuevo puente sobre el río Calle-Calle. A las maravillas de la Mecánica y de las Máquinas que centuplicaron las fuerzas del hombre, y a los sorprendentes procesos de la Química Industrial que han permitido el aprovechamiento integral de las materias primas, la etapa presente en el progreso parece ser la de la multiplicación de las vías de comunicación y de los medios de transporte. El gobierno sigue esa línea, y es por eso que cada kilómetro de camino definitivo que entrega al tráfico y cada puente con que salva los obstáculos de la naturaleza le parecen una etapa importante en el progreso de la comunidad cuyos destinos dirige. El puente sobre el Calle-Calle que ahora se inaugura nos enorgullece porque cumple esa misión. Y nos honra porque fué proyectado por un Ingeniero chileno, porque elementos chilenos constituyeron la entidad técnica que realizó la construcción y porque obreros chilenos pusieron en la obra anónima su conciencia profesional y su prolijidad de artífices para realizar este puente recio y hermoso, por sobre el cual pasará un torrente ininterrumpido de bienestar.

Felicito por ello a la gran Provincia del Sur, que lleva el nombre del audaz conquistador, como una enseña egregia tendida a los vientos del patriotismo, del progreso y de la solidaridad entre los hombres de buena voluntad.—(Fdo.) GUSTAVO LIRA, Ministro de Obras Públicas y Vías de Comunicación”.

Características de la obra

El Puente queda ubicado sobre el río Valdivia en un sector en que existe un tráfico fluvial intenso y en el que la profundidad de agua al medio del río, influenciada por la marea, varía entre 11 y 14 metros.

El movimiento medio diario de vapores al proyectar la obra se estimó en 38 remolcadores y 21 lanchones de carga. La altura de los mástiles más altos de los vapores existente es de 11 metros.

El espacio que ocupa un remolcador con dos lanchas abarlovadas es de 23,40 m.; pero como ancho necesario para este tráfico debe considerarse uno bastante mayor por la desviación, imposible de evitar, en épocas de temporal que son frecuentes en el río.

Estas características del tráfico fluvial, junto con la profundidad de agua del río y lo deficiente del terreno de fundación han sido determinantes para el proyecto de la obra.

La estructura principal del puente consiste de 3 vigas paralelas del tipo Gerber que salvan un vano central de 65 m. de luz y dos vanos laterales de 49 metros, medidos entre ejes de cepas.

La altura de las vigas varía desde 2,20 m. a plomo de las cepas extremas y al centro del puente, hasta 8,40 m. sobre las cepas centrales. La variación de altura en los tramos extremos es lineal en 20 m. de largo y parabólica en 29 metros y en todo el tramo central es parabólica. (Ver fig. 1).

La altura mínima libre para la navegación sobre aguas máximas observadas, es de 12,20 m. al centro del río y las luces libres de los tramos entre los machones de fundación de las cepas, son 42,85 m.—58,70—42,85 m.

Estas dimensiones satisfacen ampliamente las necesidades del tráfico fluvial.

Las vigas de los tramos laterales de 49 m. de luz se prolongan en consolas de 19 m. de largo, que sirven de apoyo a un tramo central colgado de 27 m. de luz.

Para dar rigidez a la estructura formada por las 3 vigas de espesor variable entre 20 y 35 cms. hay dispuestos travesaños de 18 cm. de espesor y de toda la altura de las vigas, cada 4,45 m. en los tramos laterales y tramo colgado y a 4,75 m. en las consolas; y además, a media altura en un largo de 18,40 m. un travesaño horizontal en la zona vecina a las cepas centrales de 16 cm. de espesor.

En parte por razones de estética y para facilitar la pasada de líneas eléctricas y cañerías desde Valdivia a Las Animas, se tapó el puente por abajo en todo el largo con una losa inferior que une las 3 vigas, realizándose en esta forma una estructura celular continua. En la zona de momentos positivos la losa tiene 7 cm. de espesor y en la zona de momentos negativos se aprovecha la losa para tomar el esfuerzo de compresión, siendo su espesor, determinado por el cálculo de 18 cm.

Cálculo de las vigas.

Se dió a las vigas y a los travesaños espesores reducidos para hacer lo más liviana posible la estructura. El peso propio, incluyendo las 3 vigas y la calzada es en promedio de 15,37 ton. por m. c. en los tramos laterales; de 12,05 ton. en el tramo colgado y de 20,77 ton. por m. c. en las consolas.

Como sobrecarga de cálculo se tomó una sobrecarga uniforme móvil de 3,75 ton. por m. c. (624 k./m².) en los tramos principales de 49 m. y (712 k./m².), en el tramo colgado de 27 m. de luz.

Como fatigas admisibles de cálculo se aceptó $\sigma_h = 65 \text{ k./cm}^2$. para el hormigón, $\sigma_f = 1200 \text{ k./cm}^2$. para el fierro y una relación modular $n = 10$.

El momento máximo positivo en el tramo principal es de 2629 tm. y se produce en una sección a 18 m. del apoyo extremo. Es resistido por una sección de fierro traccionado $S_f = 30 \text{ } \varnothing 1\frac{1}{2}''$ por viga y con una armadura comprimida $S'_f = 15$

SECCION LONGITUDINAL

VALDIVIA

LAS ANIMAS

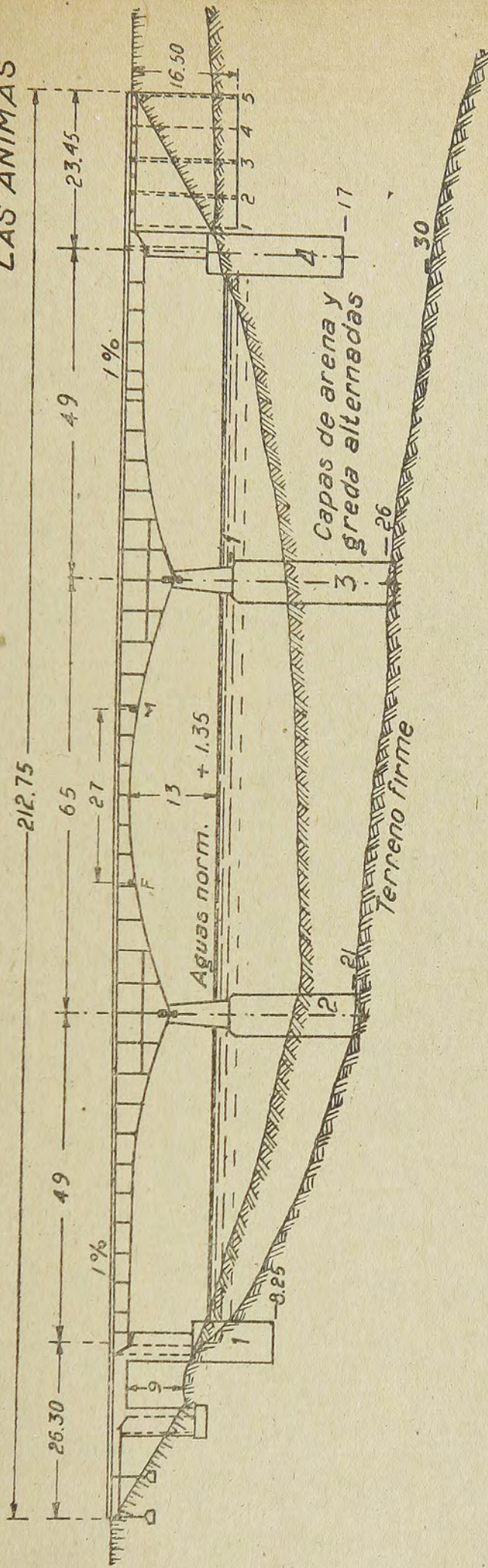


Fig. 1

\varnothing 1 $\frac{1}{2}$ ". El espesor de la losa de calzada es variable en la zona de momentos máximos, desde 18 cm. (espesor normal) hasta 25 cm. en la sección más solicitada. Para dar cabida a la armadura inferior dispuesta en 4 filas, se ensancha la viga formando una cabeza de 76 cm. de ancho por 39 cm. de altura.

El momento máximo negativo en la consola alcanza a 8940 tm. y es resistido con una armadura $S_f = 30 \varnothing$ 1 $\frac{1}{2}$ por viga. La losa inferior de 18 cm. de espesor permite mantener la fatiga en el hormigón bajo el valor admisible sin necesidad de armadura especial comprimida. Esta losa va unida a las vigas por fuertes acartelamiento para asegurar el trabajo como sección T. La armadura traccionada va colocada en 3 capas, ocupando la capa superior un metro de ancho y queda así la losa de la calzada en el espacio entre vigas sin armadura resistente longitudinal.

Los empalmes de las barras de 1 $\frac{1}{2}$ " se realizaron por traslapo en la forma corrientemente usada en un largo recto de 1.00 m.

A las vigas se dió espesor variable para no sobrepasar la fatiga de 16 k./cm²., aceptada como límite para la tensión diagonal. El espesor varía de 20 a 35 cm. en los primeros 8 metros del tramo principal; es constante e igual a 20 cm. en los 24 metros centrales y en seguida variable de 20 a 25 cm. en los 17 metros vecinos a la cepa central. En la consola, con un espesor constante de 25 cm. la tensión diagonal queda próxima a 14 k./cm². En el tramo colgado de espesor constante de 20 cm. la tensión diagonal alcanza a 10 k./cm².

Debido a la gran altura de las vigas no se dobló a 45° las barras principales, siendo tomado íntegramente el esfuerzo tangencial, tanto en el tramo principal, como en el tramo colgado por barras oblicuas \varnothing 7/8" colocadas de a pares a distancias variables, en horizontal de 65 a 34 cm. y por barras verticales \varnothing 3/8 también de a pares a distancias variables entre 18 y 28 cm.

Para asegurar el trabajo de estas barras como horquillas, se prolongaron en sus dos extremos, en dirección normal a la viga en una longitud adherente de 60 diámetros.

En el cálculo de esta armadura se consideró también la tracción adicional debido a la curvatura de las barras tendidas o sea el valor $V = F : r$ por unidad de largo, siendo F el esfuerzo de tracción en kg. y r el radio de curvatura del perfil de la viga en la misma sección, en cm.

Cálculo de los apoyos.

En el apoyo extremo del tramo principal se dispuso un rodillo bajo cada viga de 7 $\frac{1}{2}$ " entre placas de acero fundido. La reacción máxima por viga alcanza a 100 ton.

La acción sísmica en sentido transversal avaluada con un coeficiente sísmico 0,15 está tomada por 2 \times 4 barras \varnothing 1 $\frac{1}{4}$ " de acero inoxidable colocadas a 45° entre las vigas y pilares principales de la cepa.

El apoyo en cada cepa central está constituido por una rótula de 3" de diámetro continua en 5 m. de ancho del puente, entre placas de acero fundido de 48 cm. de ancho. La reacción máxima alcanza a 1444 ton. siendo la fatiga en las placas de apoyo de 60 k./cm².

Para repartir la presión sobre la rótula, el travesaño a plomo de ella de 18 cm. de espesor, se ensancha en 2 m. de altura a 0,80 m. formando una viga de hormigón armado, calculada para repartir la mitad de la carga total, como apoyada en las 3 vigas del puente y sometida a la reacción correspondiente, de abajo hacia arriba,

uniformemente distribuída. La armadura de esta viga para la flexión vertical es $S_f = S'_f = 8 \text{ } \varnothing \text{ } 1\frac{1}{4}$ y lleva horquillas verticales $\varnothing \text{ } \frac{1}{2}$ de 16 ramas a 25 cm. y 8 filas de horquillas simples horizontales $\varnothing \text{ } \frac{1}{2}$ a 25 cm. (Ver figs. 1-2.)

La transmisión de la carga al cuerpo mismo de la cepa se hace a través de un dado de apoyo de hormigón armado de 340 kgs. de cemento por m^3 , de 1.00 m. de alto por 1,80 m. de base que baja la presión en la superficie de contacto inferior a 15 k./cm^2 .

La viga sobre la articulación está anclada por sus extremos a la cepa por $7 \text{ } \varnothing \text{ } 1\frac{1}{2}$ '' por lado, colocadas en un plano vertical, para tomar la acción sísmica transversal, avaluada en 10% de la reacción total del peso propio sin sobrecarga. Se aceptó que la articulación tomara por rozamiento sólo un 5%.

El tramo colgado de 27 m. de largo tiene un apoyo fijo y otro móvil. El apoyo fijo está realizado por dos placas de 8,25 cm. de espesor y $60 \times 43,5$ cm. de sección; el anclaje se realiza por $12 \text{ } \varnothing \text{ } 1\frac{1}{4}$ a 45° que unen el travesaño extremo del tramo colgado a un travesaño corrido de 94 cm. de espesor en que termina el tramo en consola. El apoyo móvil en cada viga está formado por un rodillo de 22 cm. de diámetro entre placas de 7 cm. de espesor y de sección 50×52 cm. La reacción máxima por viga es de 78 ton. La acción sísmica transversal está tomada por $2 \times 4 \text{ } \varnothing \text{ } 1\frac{1}{4}$ barras sísmicas de acero inoxidable dispuestas a 45° en un plano vertical y ancladas en 70 cm. de largo por un extremo al travesaño corrido de la consola y por el otro extremo a pilares de apoyo de las vigas del tramo colgado, de sección $62,5 \times 100$ cm.

Cálculo de las cepas.

Cada cepa central tiene 8,40 m. de altura, contados bajo las placas de la articulación con una sección arriba de 3,00 m. de ancho y 7,70 m. de largo total, incluyendo los extremos circulares, y una sección abajo de 4,00 m. por 8,70 m. de largo total. Su peso es de 517 ton.

Han sido calculadas para un esfuerzo sísmico longitudinal de 202 tons correspondiente a la reacción del puente sin sobrecarga, con un coeficiente sísmico 0,15. Están armadas con $41 \text{ } \varnothing \text{ } 1$ '' verticales a 50 cm. de distancia y con horquillas horizontales $\varnothing \text{ } \frac{1}{2}$ '' a 50 cm. La fatiga de compresión en la base de la cepa alcanza a 20 k/cm^2 . El hormigón empleado es hormigón D. con 283 kgs. de cemento por m^3 .

Cálculo de los machones.

Se proyectó los machones de fundación consultándose su hincamiento por dragado interior, pero se previó también el caso de que fuera necesario recurrir al trabajo con aire comprimido.

La sección transversal es de 6,30 m. de ancho por 11,30 m. de largo total con los extremos redondeados por arcos circulares. Están divididos en 4 compartimientos por tres tabiques transversales de 40 cms. de espesor. La pared exterior tiene 60 cm. de espesor en la parte recta y 70 cm. en las partes circulares en los primeros 8 metros; después se reduce el espesor a 50 y 60 cm. Tanto los tabiques como la pared del machón están armados con una doble malla $\varnothing \text{ } \frac{3}{4}$ a 25 cm. horizontales y $\varnothing \text{ } \frac{1}{2}$ a 30 cm. verticales. En los dos últimos metros la armadura horizontal está aumentada a $\varnothing \text{ } 1$ '' a 25 cm. (Ver fig. 3-4).

Para su cálculo se consultó el caso de que durante la construcción estuvieran todos los compartimientos vacíos o cualquiera de ellos lleno de agua, para facilitar la ubicación y enderezamiento del machón.

La altura total, sin incluir la cepa, del machón N.º 2 es de 20 m. y la del machón N.º 3 de 25 m.

Cámara de trabajo.

La cámara de trabajo del machón tiene 2,75 m. de altura total (2,00 m. de altura libre) con las paredes inclinadas por el exterior en 10 cm. en los 2,75 m. de alto. La armadura de las paredes consiste en $\varnothing 1\frac{1}{4}$ verticales a 25 cm. y barras horizontales $\varnothing 1\frac{1}{2}$ a 30 cm. tanto interior como exteriormente unidas por horquillas $\varnothing 3\frac{1}{8}$ ". Abajo hay dispuesto un azuche formado por un perfil U de 160 x 65 x 7,5 mms. sujeto al hormigón por pernos $\varnothing 5\frac{1}{8}$ " cada 25 cm. En la parte superior de la pared está realizada una cadena anular armada con 6 $\varnothing 1\frac{1}{4}$ y atirantada por vigas transversales a plomo de los tabiques del machón, de 1,75 de altura y de perfil, escalonado con espesor variable de 30 a 60 cm. Esta disposición permite la colocación de un falso fondo formando un envigado de madera de piezas de pino de 10" x 10" consultado para cerrar herméticamente el machón por abajo, con el objeto de que éste comenzara a construirse en un sitio apropiado y posteriormente pudiera ser trasladado llevándolo flotando como un barco. El falso fondo está destinado a permanecer en su sitio hasta que el machón quede sentado en el terreno en su ubicación definitiva. (Ver fig. 3).

El peso del machón completo, relleno con hormigón pobre es de 145 ton. por metro de alto. La reacción en el terreno con el puente totalmente cargado es 4900 ton. alcanzando la fatiga media al valor 7,36 k/m². Para el machón de 25 m. de alto, la fatiga calculada para una sollicitación sísmica longitudinal con coeficiente sísmico 0,10 alcanza a 17 k/cm², si no se considera la resistencia a un desplazamiento horizontal de la capa de terreno atravesado de 19 m. de profundidad.

El período propio de la estructura, calculado para un empotramiento supuesto a la cota-20, es de 0,55 segundos.

Cepas extremas.

Las cepas extremas están formadas por 3 pilares en los que se apoyan las vigas de 0,80 x 1,40 m. de sección de 9,73 m. de altura, armados con 12 $\varnothing 1$ " y horquillas $\varnothing 5\frac{1}{16}$ a 30. En la cepa lado Valdivia los pilares quedan tapados por el lado del río por un tabique de unión de 20 cm. de espesor con armadura de doble malla $\varnothing \frac{1}{4}$ a 20 cm. y por los costados tampoco son visibles, por ir colocados detrás del pilar del pórtico de acceso al puente.

Los pilares de la cepa extrema, lado Las Animas, son de 90 x 120 cm. de sección, armados con 16 $\varnothing 1$ " y van tapados por el lado del río y por los costados por cortinas de 20 y 15 cm. de espesor, que simulan formar parte del estribo mismo.

Aunque sobre los pilares hay apoyo móvil, se los verificó para una acción longitudinal de 5% de la reacción del puente más la acción del viento sobre ellos, a razón de 150 k/m².

Los machones de fundación de las cepas extremas son de 6 x 13,50 m. de sección y de 11,80 m. de altura el del lado Valdivia y de 20,50 m. el del lado Las Animas.

SECCION TRANSVERSAL
POR MACHON N^o 3

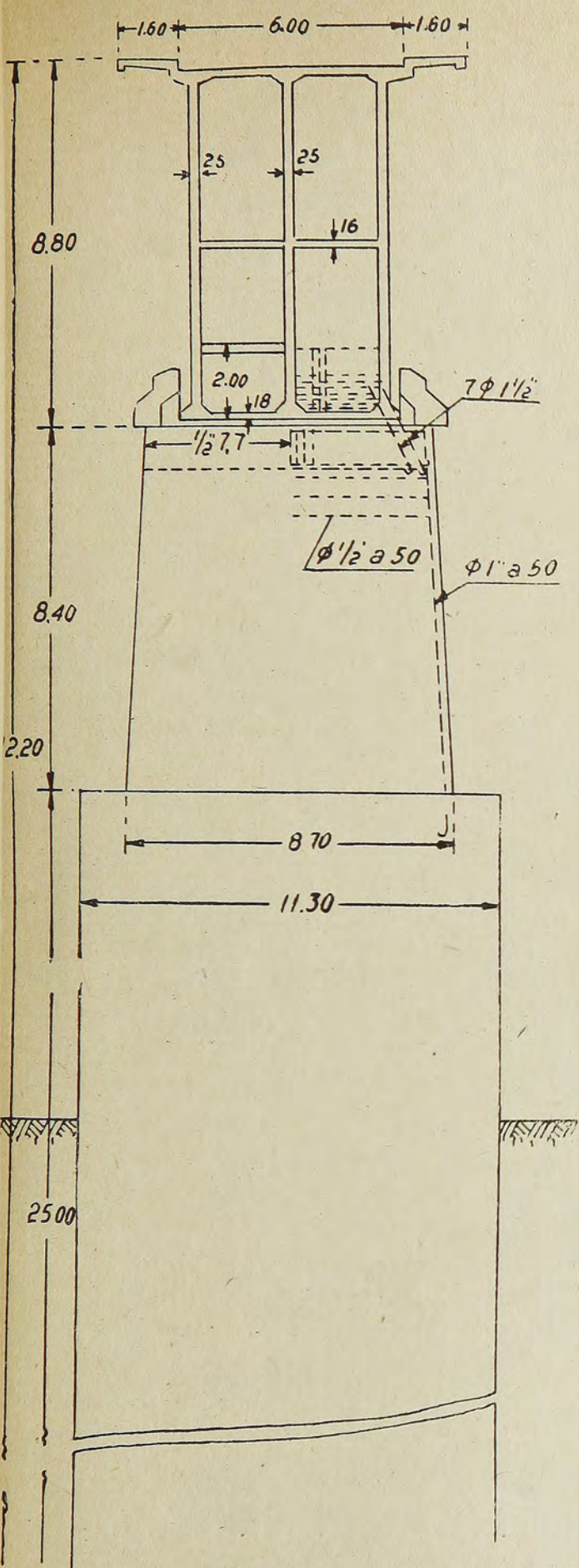


Fig. 2

Sección a-a

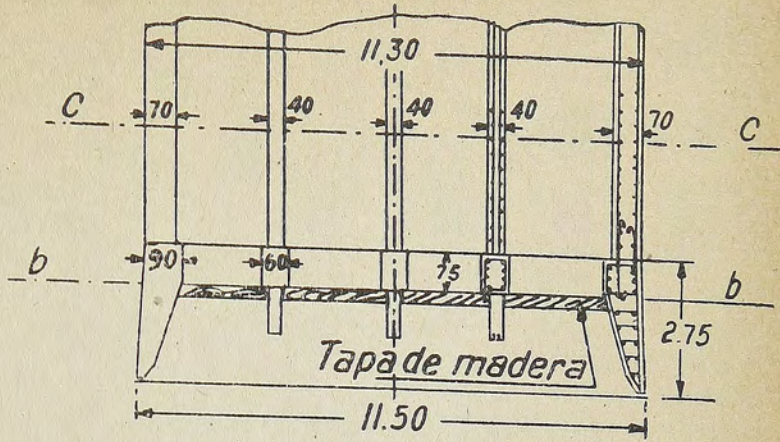


Fig. 3



Secc. b-b

Secc. C-C

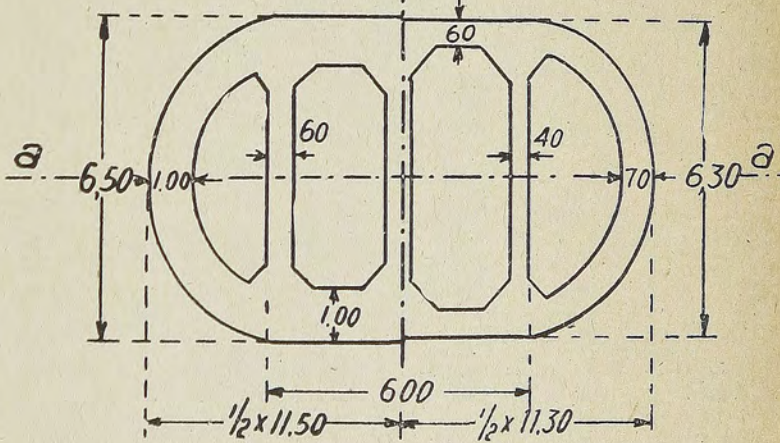


Fig. 4

La ejecución de estos machones estaba comenzada antes de iniciarse el estudio del proyecto del puente que se ha construído. Eran los machones extremos de un proyecto anterior de 4 arcos de 40,75 m. de luz que debió abandonarse por la mala calidad del subsuelo encontrado en el lado Las Animas.

Acceso lado Valdivia.

El largo total de este acceso es de 24,50 m. Está formado por dos tramos simplemente apoyados y por un pórtico que deja una luz libre de 7.00 m. para permitir el paso de una avenida costanera, paralela al río, que se consulta construir en el futuro. Las dimensiones de la calzada y pasillos son las mismas del puente.

Un tramo simplemente apoyado tiene 6,30 m. de largo y el otro 7,30 m. con una consola adicional de 1,15 m. Ambos tienen 3 vigas rectas de 30 x 80 cm. de sección, apoyadas sobre cepas de pilares, de 4 m. de altura y fundadas directamente por zapatas de hormigón, con una fatiga en el terreno de 3 k/cm².

El pórtico tiene 11 m. de largo total y deja una altura libre de 9.00 m. sobre el terreno. Está formado por cuatro marcos rígidos paralelos: los interiores con dintel de 1,75 x 0,30 m. de sección y los exteriores con dintel de 2,04 x 0,30 m., todos sobre pilares de 1,30 x 0,40 m.

Los pilares van tapados por los costados y también por el frente por una cortina de hormigón armado que aumenta el ancho visible de los pilares del pórtico a 4 metros.

La losa de la calzada, de 16 cm. de espesor, se apoya en los dinteles de los marcos y en travesaños colocados a 2,75 m. de distancia. Está armada como placa continua con armadura cruzada.

Un extremo del pórtico va fundado directamente en el terreno natural, con una fundación continua de 1,75 m. de altura y el otro extremo se apoya sobre el machón de fundación extremo del puente principal.

Acceso lado Las Animas.

El estribo de acceso tiene la forma de un cajón de 11,10 m. de ancho por 16,50 m. de alto y por 20 m. de largo, reforzado por 5 marcos rígidos cerrados colocados a 4,50 y 5,50 m. de distancia. La losa superior de calzada tiene 16 cm. de espesor y armadura cruzada $\varnothing 1\frac{1}{2}''$ a 12 cm.; se apoya sobre 4 vigas longitudinales de sección 30|70 cm. a distancias de 2,70 m. que descansan, las extremas sobre las paredes exteriores del estribo y las interiores sobre los dinteles de los marcos rígidos. Travesaños intermedios de sección 25 x 68 cm. hacen trabajar a la losa como placa continua de dimensión 2,25 y 2,75 m. por 2,70 m.

La losa inferior sirve de fundación y va colocada enterrada 3,50 m. en el terreno natural. Tiene 10,40 m. de ancho y 40 cm. de espesor y lleva doble armadura longitudinal $\varnothing 1''$ a 20 y $\varnothing 3/4''$ a 20 con barras $\varnothing 1\frac{1}{2}''$ a 25 en sentido transversal. Ha sido calculada como losa continua apoyada en los marcos rígidos y sometida a la reacción supuesta uniforme del terreno de 4,27 ton./m². debido al peso propio de la estructura y sobrecarga de 0,75 t./m². en la calzada y 0,4 ton./m². en los pasillos.

La losa que forma las paredes está armada horizontalmente entre marcos rígidos, para una diferencia de presiones de tierra, interior y exterior, avaluada por la relación $p = 0,25 h$. que supone un empuje de tierras aumentado por efecto

sísmico a 2,2 veces el normal. Su espesor varía desde 20 cm. a 30 cm. en las fajas en que la altura h del terraplén es mayor.

Los marcos rígidos del estribo se calcularon para carga vertical en el dintel del peso propio, y sobrecarga de dos ejes de 9 tons. con recargo de 40% por efecto dinámico; para empuje horizontal en los pilares, de adentro hacia afuera, y actuando a un tercio de la altura correspondiente del terraplén, avaluado para una presión $p = 0,25 h$; y para carga uniformemente repartida en el travesaño inferior, actuando de abajo hacia arriba, avaluada a razón de 4,27 ton./m².

Los marcos N.ºs 1-2-3 llevan un tirante intermedio más o menos a media altura. No se estimó conveniente esta disposición, que reduce el trabajo de los pilares, en los marcos 4 y 5 porque los tirantes quedarían metidos dentro del terraplén.

Las dimensiones y armadura de los marcos se indica a continuación:

N.º 1. — Dintel	113 / 30 cm.	$S_f = 7\emptyset 1''$	$S'_f = 2\emptyset 1''$
Pilares	100 / 40	$2 \times 3\emptyset 1\frac{1}{4}$	
Travesaño inferior..	133 / 40	$S_f = 8\emptyset 1''$	$S'_f = 3\emptyset 1''$
Tirante intermedio .	80 / 30	$2 \times 2\emptyset 1\frac{1}{4}'' + 2 \times 1\emptyset 1\frac{1}{4}$ en el nudo	
N.º 2. — Dintel	113 / 30	$S_f = 7\emptyset 1''$	$S'_f = 2\emptyset 1''$
Pilares	100 / 40	$2 \times 3\emptyset 1\frac{1}{4}$	
Travesaño inferior..	133 / 50	$S_f = 12\emptyset 1\frac{1}{4}$	$S'_f = 3\emptyset 1\frac{1}{4}$
Tirante intermedio .	80 / 30	$2 \times 2\emptyset 1\frac{1}{4} + 2 \times 3\emptyset 1\frac{1}{4}$ en el nudo	
N.º 3. — Dintel	113 / 30	$S_f = 7\emptyset 1''$	$S'_f = 2\emptyset 1''$
Pilares	100 / 40	$2 \times 3\emptyset 1\frac{1}{4}$	
Travesaño inferior..	133 / 50	$S_f = 13\emptyset 1\frac{1}{4}$	$S'_f = 3\emptyset 1\frac{1}{4}$
Tirante intermedio .	80 / 30	$S_f = 3\emptyset 1\frac{1}{4}$	$S'_f = 2\emptyset 1\frac{1}{4}$
N.º 4. — Dintel	127 / 40	$S_f = 7\emptyset 1\frac{1}{4}$	$S'_f = 2\emptyset 1\frac{1}{4}$
Pilares	140 / 70	$S_f = 12 \text{ a } 3\emptyset 1\frac{1}{4}$	$S'_f = 3\emptyset 1\frac{1}{4}$
Travesaño inferior..	140 / 70	$S_f = 16\emptyset 1\frac{1}{4}$	$S'_f = 3\emptyset 1\frac{1}{4}$
N.º 5. — Dintel	127 / 35	$S_f = 8\emptyset 1\frac{1}{4}$	$S'_f = 2\emptyset 1\frac{1}{4}$
Pilares	120 / 50	$S_f = 12 \text{ a } 3\emptyset 1\frac{1}{4}$	$S'_f = 3\emptyset 1\frac{1}{4}$
Travesaño inferior..	133 / 50	$S_f = 12\emptyset 1\frac{1}{4}$	$S'_f = 3\emptyset 1\frac{1}{4}$

La solución adoptada para el estribo con fundación superficial se prefirió a otra solución estudiada con pilotes de madera porque ofrece mejores condiciones de resistencia a esfuerzos sísmicos horizontales provenientes del terraplén y de la estructura misma. Para impedir los sentamientos inevitables del estribo, aún por su sólo peso propio sin la carga del terraplén mismo, se consultó al proyectar la obra un mejoramiento artificial del terreno de fundación, que después no se llevó a efecto.

(Continuará)