

Monografía de los puentes Chivato, Quilimarí y Buitre

Generalidades.—Con el objeto de mejorar la explotación de los ferrocarriles en la red norte, se construyó la Variante de Longotoma a Los Vilos, evitándose con ello el recorrido con cremallera entre Ligua e Illapel.

Para salvar los principales ríos y quebradas del nuevo trazado, se construyeron seis puentes importantes de concreto armado, que por orden de kilometraje son: Petorca, Huaquén, Ballena, Chivato, Quilimarí y Buitre. Los cuatro primeros quedan en el departamento de Petorca de la provincia de Aconcagua y los dos últimos en el departamento de Illapel de la provincia de Coquimbo.

Los puentes Chivato, Quilimarí y Buitre son los de mayor importancia por su largo y su altura, la que en el Buitre llegó a 40 metros. Los proyectó el Ingeniero-Calculista del Departamento de Ferrocarriles de la Dirección General de Obras Públicas, don Kurt Uthemann H.

Los ejecutó la firma constructora Eduardo Eyquem, que inició los trabajos en Enero de 1939, y los terminó, con el último puente el Quilimarí, en Enero de 1943, demorando, por lo tanto, 4 años en la construcción. El plazo estipulado para estos tres puentes era de 16 meses, el que no fué posible cumplir por modificaciones y alargamientos que sufrieron las obras y por dificultades imprevistas, sobre todo en las fundaciones del puente Quilimarí.

El hormigón que se usó en fundaciones fué de 170 y 230 Kg/m³ y el que se ocupó en concreto armado de 340 Kg/m³. Para este último la proporción de ripio y arena que se ocupó generalmente era de: ripio 780 lts; arena 460 lts; agua 170 lts por m³ de concreto, lo que estaba sujeto a variaciones en relación con los porcentajes de huecos del ripio y arena y con el resultado de los ensayos de muestras de concreto que se enviaban al Taller de Resistencia de Materiales de la Universidad de Chile. La resistencia exigida en conformidad a las normas y pliegos de resistencia de materiales fué de 200 Kg/cm² a la compresión en muestras de 0,20 x 0,20 x 0,20 m. a los 28 días de fraguado.

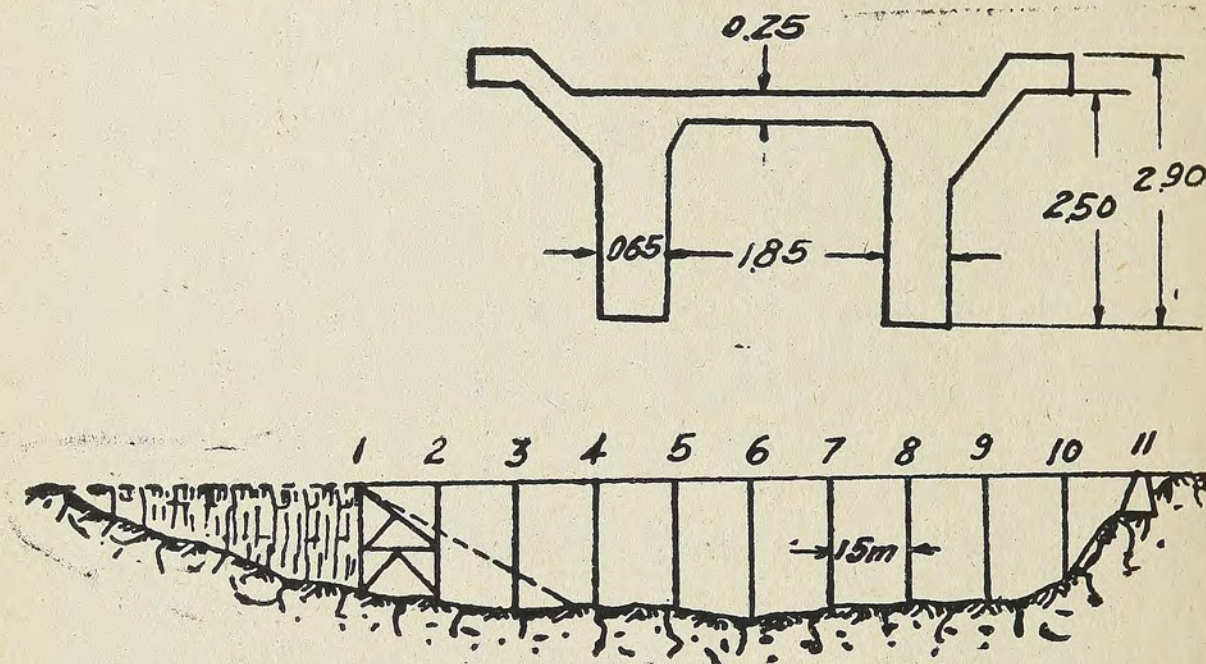
Los resultados obtenidos en los ensayos no siempre alcanzaron esta cifra, tal vez por mala confección de las muestras, o debido quizás a que el ripio utilizado, siendo de muy buena calidad, tenía sus paredes muy lisas, faltándole, en ocasiones, la rugosidad necesaria para una mayor adherencia. En todos estos casos se tomaron las medidas pertinentes para cumplir con las exigencias del pliego.

El ripio para el hormigón armado se exigió de un máximo de 4 cms.

Sistema de estructura y base de cálculo.—De acuerdo con las características topográficas de las quebradas se adoptó para los tres puentes un sistema de vigas continuas de 4 o 5 tramos de 15 mts. de luz cada uno. Estas vigas apoyan sobre

cepas elásticas de más de 20 mts. de altura que van empotradas en sus bases y rotuladas en contacto con las vigas.

La superestructura se compone de dos vigas continuas rectangulares de 2,50 x 0,65, según indica el croquis; además de una losa o tablero de 0,25 de espesor y de guarda lastres. Las juntas de dilatación para los efectos de la temperatura van al centro de los puentes, lo que se consigue con una viga colgada sobre rodillos como se indica esquemáticamente. Las vigas van fijadas en las cepas extremas de los puentes, donde se reciben las sollicitaciones de frenaje y temblor, que se resisten con diagonales y vigas apropiadas de arriostramiento.



Influencia de la temperatura.—Por efectos de la temperatura, la cepa que sufre mayor deformación sería la cepa 5, donde queda la junta de dilatación. Veamos por mera curiosidad la deformación y sollicitación producida. Tomemos el puente Quilimarí que es el más largo:

Tenemos 5 tramos de 15 metros; luego largo = 75 metros.

Altura cepa = 24 metros.

Deformación: $\delta = a \cdot t \cdot l$.

Coefficiente de dilatación del concreto $a = 10^{-5}$

Para una diferencia de temperatura de 15° resulta:

$$\delta = 10^{-5} \times 15 \times 75 \times 1000 = 11,2 \text{ mm.}$$

La flecha en una viga empotrada en un extremo y libre en el otro, que es el caso a que se asimila la cepa, está dada por

$$\delta = \frac{P \cdot 13}{3 E I} \text{ luego } P = \frac{3 E I \delta}{13}$$

$$E = 200.000 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$I_{\text{medio}} = \frac{1}{12} 90 \times 130^3 \times 2 = 33.000.000 \text{ cm}^4.$$

$$\delta = 1,12 \text{ cm.}$$

$$l = 2400 \text{ cm.}$$

$$P = \frac{3 \times 0,2 \times 10^6 \times 33 \times 10^6 \times 1,12}{13.800 \times 10^6} = \frac{2.220}{1.38} = 1.600 \text{ Kg.}$$

$$\text{Mon. empotr. por temperat. } M_{\text{empotr.}} = 1,6 \times 24 = 37 \text{ t. m.}$$

Influencia del temblor.—Para ponernos en el caso más desfavorable, agreguemos a este momento el que se produce al actuar un temblor. Prácticamente el momento negativo que se produce en el empotramiento es $p \frac{l^2}{8}$

$$\text{Peso por m. c. de cepa} = 6 \text{ ton.}$$

$$\text{Para el temblor se toma } \frac{1}{10} \text{ de este peso.}$$

$$M_{\text{temblor}} = \frac{0,6 \times 24^2}{8} = 43 \text{ t. m.}$$

$$M_{\text{temp.} + \text{tembl.}} = 37 + 43 = 80 \text{ t. m.}$$

$$N = \text{peso superestr.} + \text{peso cepas} = 15 \times 14 + 24 \times 6 = 354.000 \text{ Kg.}$$

$$\Omega = 160 \times 90 \times 2 = 29.000 \text{ cm.}$$

$$W = \frac{I}{h/2} = 414.000$$

$$\sigma_b = \frac{354.000}{29.000} \pm \frac{8.000.000}{507.000} = 12,2 \pm 15,7$$

$$+ \sigma_b = 27,9 \quad - \sigma_b = - 3,5 \text{ Kg/cm}^2.$$

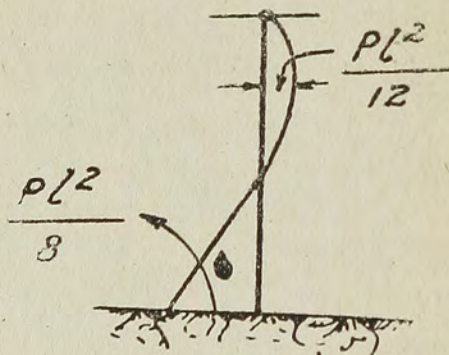
Aparentemente esto no necesita fierro, pero durante la construcción, la cepa está aislada y existe el peligro de volcamiento por un temblor, pues tenemos:

$$\text{Fuerza solicitante } \frac{24 \times 6}{10} = \frac{144}{10} = 14,4 \text{ ton.}$$

$$M_{\text{solicit.}} = 14,4 \times 12 = 183 \text{ t. m.}$$

$$N = 144$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{183}{144} = 1,27 \text{ m.}$$



Para entrar a la tabla que da Saliger para flexión compuesta necesitamos:

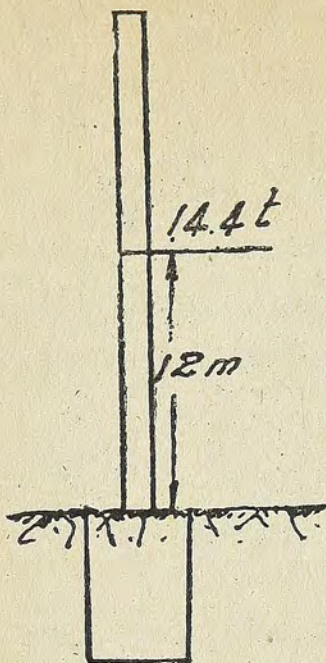
$$\frac{e}{d} = \frac{1,27}{1,60} = 0,79$$

Para una relación de fierro 2‰ nos da:

$$\sigma_b = 8,3 \frac{N}{\Omega} = 8,3 \frac{144.000}{29.000} = 49 \text{ Kg/cm}^2.$$

Fierro necesario total

$$2‰ = 2 \times \frac{29.000}{1.000} = 58 \text{ cm}^2.$$



Fierro colocado en cada pilar

$$2 \text{ } \phi \text{ } 40 \text{ mm} = 25 \text{ cm}^2.$$

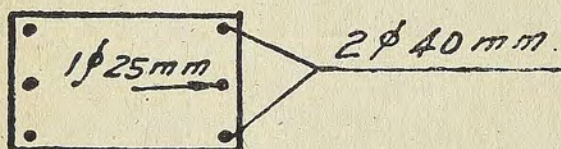
$$1 \text{ } \phi \text{ } 25 \text{ mm} = 5 \text{ cm}^2. \text{ suma } 30 \text{ cm}^2.$$

Luego fierro total colocado $30 \times 2 = 60 \text{ cm}^2$. Como se ve, era necesario colocar estos fierros.

Base de Cálculo.

Estos puentes se construyeron para trocha ancha, para prevenirse de la posibilidad de que en el futuro se cambie la trocha actual de 1 m. por trocha ancha de 1.68 m.

Para el cálculo se consideró un tren de carga de 25 toneladas por eje, o sea, el tren tipo N alemán. Este tren da una carga continua de 13,7 ton/ml. En el cálculo se tomó un coeficiente dinámico de 30%, con lo que se llega a una carga móvil de 18 ton./ml. Esta carga se considera colocada en las posiciones más desfavorables para calcular los momentos de flexión y esfuerzo de corte.



A esta carga móvil hay que agregar la carga permanente que alcanza a 14 ton/ml., incluyendo el peso de rieles y lastre.

El suelo de fundación trabaja a una fatiga máxima que fluctúa entre 2,6 y 3,1 Kg/cm²., pues tenemos:

peso del cemento	37 x 6 x 1,6 =	360 t.
peso cepa	24 x 6 =	144
peso superstruct. y carga móvil (14+18)	32 x 15 =	480
		984 t.

Superficie de fundación $4,00 \times 4,60 \times 2 = 37 \text{ m}^2$.

$$\sigma_{\text{terreno}} = \frac{984.000}{370.000} = 2,66 \text{ Kg/cm}^2.$$

Ahora considerando también el efecto de temblor y temperatura, llegamos a:

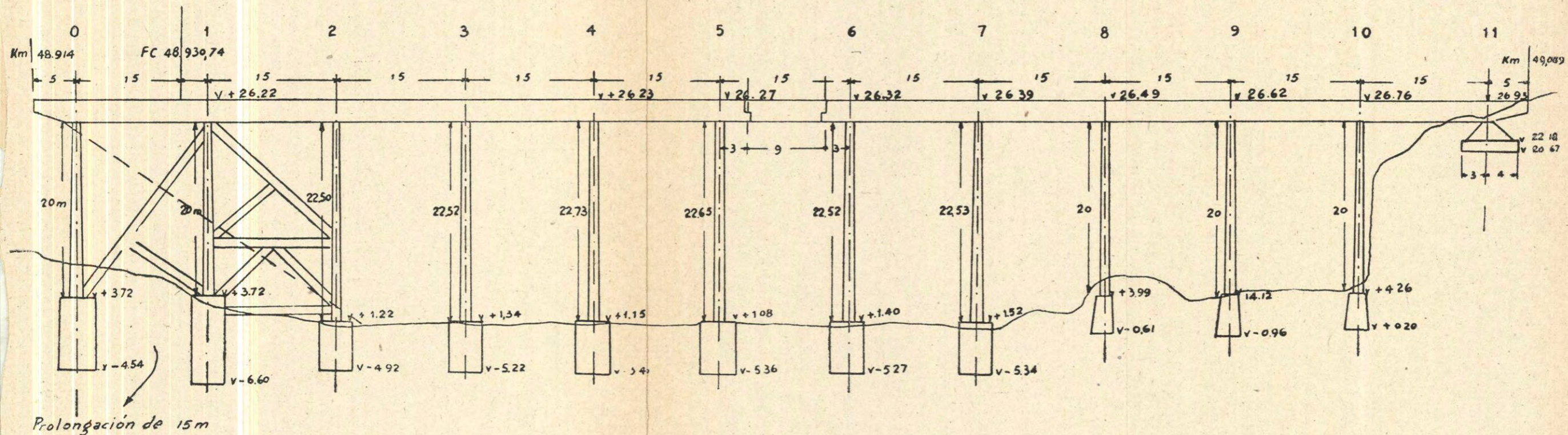
Momento en la base = 120 t. m.

$$e = \frac{M}{N} = \frac{120}{984} = 0,12 \text{ m.}$$

$$\sigma_{\text{terreno}} = \left(1 \pm \frac{6e}{a}\right) \frac{N}{\Omega} = \left(1 \pm \frac{072}{4}\right) \frac{984}{37} = 31 \text{ t/m}^2 = 3,1 \text{ Kg/cm}^2.$$

Por la calidad de los terrenos de fundación podría haberse tolerado hasta unos 4 Kg./cm².

PUENTE QUILIMARI



PUENTE QUILIMARI

Este puente es el más importante de los tres por su altura y su largo. Está ubicado entre los Kms. 48.914 y 49.089 del trazado, a 500 mts. de la desembocadura del río Quilimarí. Consta de 11 tramos de 15 mts. de luz cada uno y dos volados extremos de 5 mts; luego el largo total es de 175 mts. Tiene 12 apoyos de los cuales 11 son cepas de un término medio de 23 mts. de altura.

Cota de la rasante a la entrada: 26,22 m.

Cota de la rasante a la salida: 26,93 m., o sea, que nace una curva vertical dentro del puente. Los primeros 16 mts. quedan en una curva horizontal de 200 mts. de radio.

Cota de fundación, término medio en el lecho del río 5,43.

Calidad del terreno de fundación: Ladera norte en roca. Ladera sur y lecho del río en piedra y arena.

La construcción del puente demoró 4 años: desde Enero de 1939 a Enero de 1943.

Costo de la obra.—Se contrató la construcción de los tres puentes por la suma alzada de \$ 2.980.000.00, entregando el fierro el Departamento, puesto en carro en Estación Longotoma. De esta suma corresponde al puente Quilimarí la cantidad de \$ 1.372.488.00. Este valor aumentó considerablemente por diferentes razones, que pasaremos a analizar:

a) Modificación de las fundaciones desde la cepa 0 a la cepa 7.	\$	712.881,10
b) Reajuste de precios de un 12,62% del valor del contrato..	•	173.208,06
c) Aumento de obras.....		143.363,81
d) Reajuste de 12,62% de los aumentos de obras.....		18.092,51
e) Pago por obras suplementarias.....		29.480,64
f) Abono por intereses de boletas de garantía.....		4.000,00
g) Desmante del pie del terraplén.....		92.759,00
h) Prolongación del puente en 15 mts.....		345.229,12
i) Valor según el contrato.....		1.372.488,00
		<hr/>
Suma total.....	\$	2.891.502,24

Estudiemos, separadamente, cada una de estas partidas:

a) Las fundaciones del proyecto primitivo consistían en un macizo de concreto de 12 x 3 m. de sección y 6 m. de altura que debían concretarse directamente. Este tipo de fundación se ejecutó con cierta facilidad en las cepas 8, 9 y 10, de la ladera norte del río que queda en roca, lográndose agotar el agua hasta la cota apropiada para fundar.

En las otras cepas desde la 0 a la 7 que quedan en pleno lecho del río, fué imposible agotar más de 2 m. debido a que la napa de agua subterránea era muy abundante por estar tan cerca del mar y sujeta a la influencia de las mareas.

Ante esta situación, se modificó, el tipo de fundación. Se construyeron, entonces, por cepa, dos cajones sin fondo, de concreto armado cuyas paredes tenían 0.40 m. de espesor y 4 x 4,6 de sección. (Fig. 1)

Estos cajones se confeccionaron en sitio con 2,25 m. de altura en un principio y a medida que se hincaban se seguía dándole altura, hasta llegar a la cota apropiada para fundar. En la parte superior quedaban unidos los cajones por una viga armada de 1,5 m. de altura en los 4. m. de ancho.

Para conseguir el hincamiento de estos cajones se hicieron numerosos ensayos,

tratando de agotar en un principio, lo que no fué posible, a pesar de tener una sección más reducida y las paredes laterales de concreto impermeables. Después se utilizó una draga de capacho en cadena con resultados negativos. Por último, se utilizó una draga tipo casco de naranja de 500 lts. de capacidad, accionada en un pescante con motor a vapor, con lo que se consiguió resultados positivos.

Los cajones bajaron lentamente atajándose en las piedras e inclinándose. Para enderezarlos se emplearon tiros de dinamita que se dejaban caer en el interior del cajón directamente en el agua. Con la trepidación producida se enderezaban y bajaban.

En esta forma se consiguió bajar todos los cajones, lo que fué haciéndose con menos tropiezos a medida que se ganaba en experiencia.

Todo el terreno que se encontraba en torno a estos cajones se escurrió al interior de ellos por el fondo. La proporción de material retirado aumentó de 1 a 5. Se produjeron enormes lagunas alrededor de ellos, haciendo peligrar en ocasiones, la instalación de la pala-draga que se encontraba sobre un pilotaje de rieles de 9 m. de largo hincados a golpes de martinete. (Fig. 2).

Por todas estas razones el cubo de excavación subió considerablemente, pagándose el triple de lo previsto.

Rendimiento de la pala-draga.—En las 8 horas de trabajo se sacaba un término medio de 50 paladas, o sea, 20 m³ de material. Como la proporción era de 1:5, resulta que el material efectivo retirado del interior de los cajones fué de 4 m³, lo que equivale a un descenso de 0,22 m. diarios.

Trabajando normalmente se extraían sobre 100 paladas, pero debido a desperfectos de la maquinaria, fallas del motor, cambios de cables, traslación de los elementos de una excavación a otra, etc., el promedio resultó la mitad.

En un día de trabajo se hicieron los siguientes gastos en el año 1940:

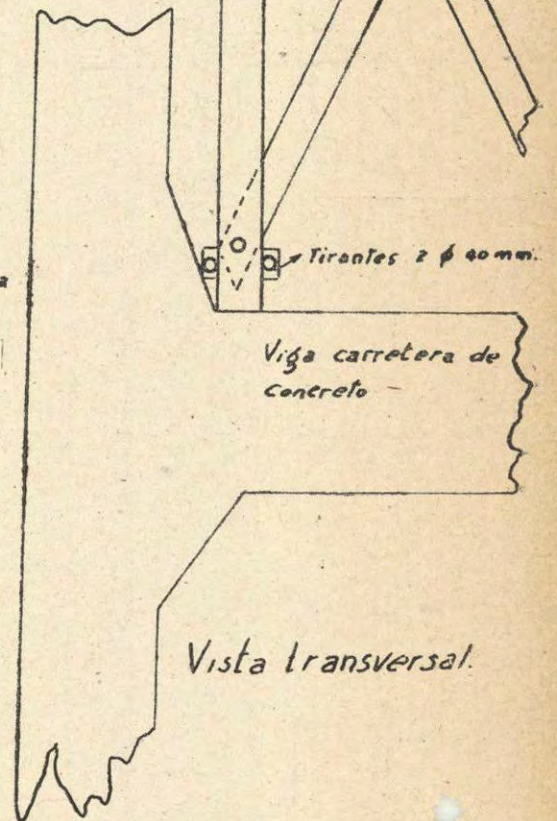
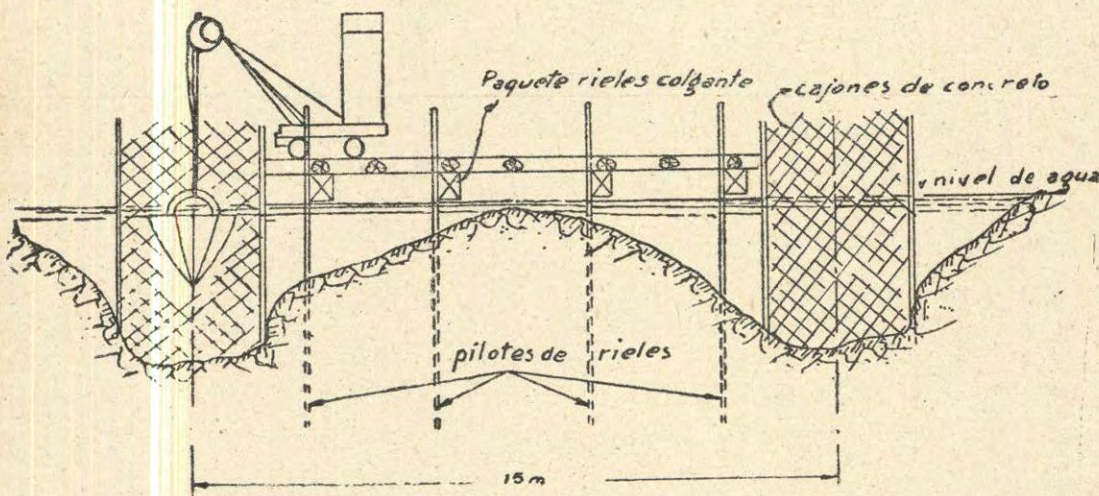
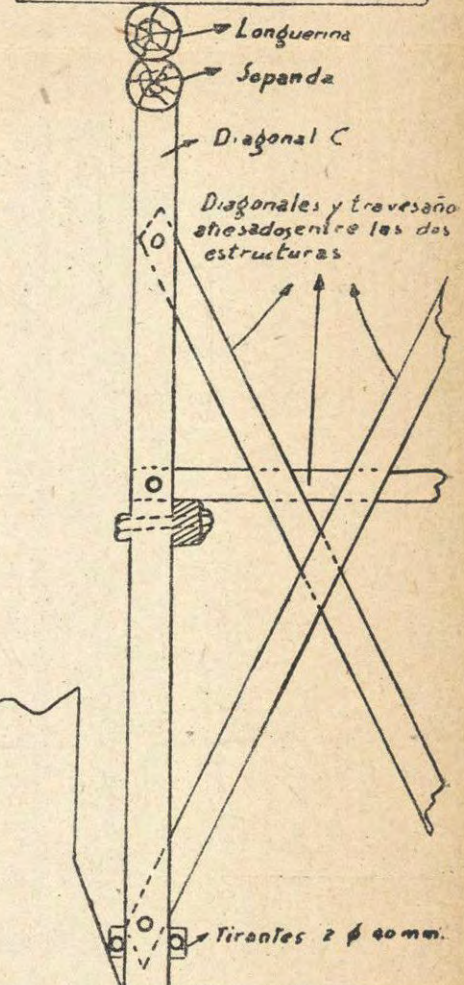
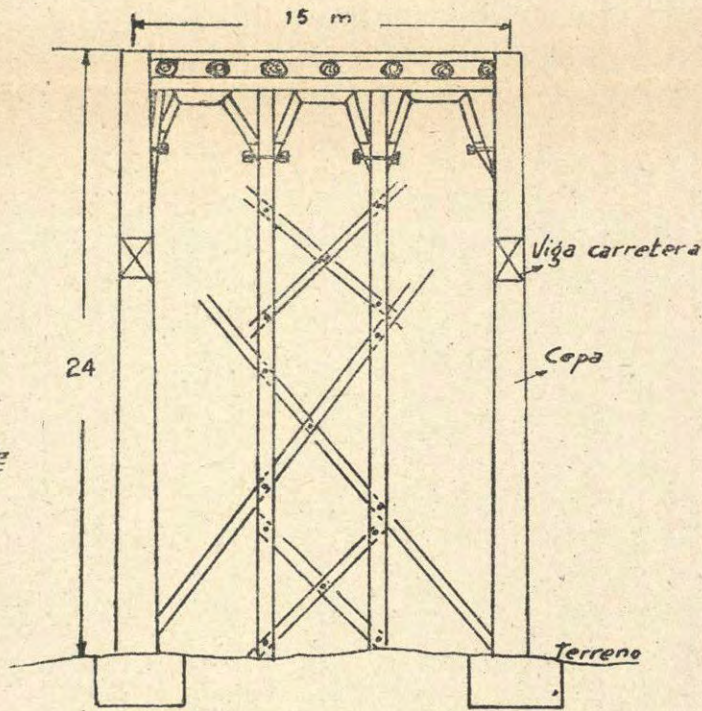
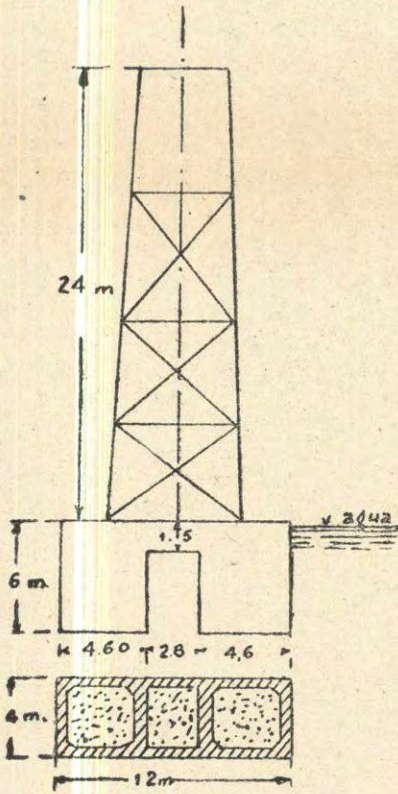
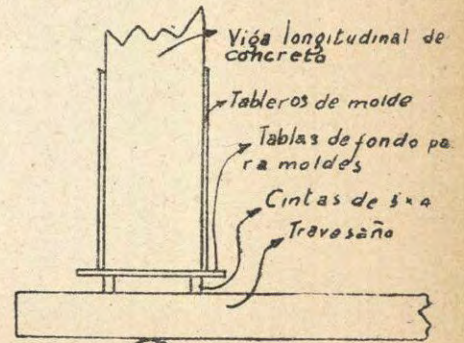
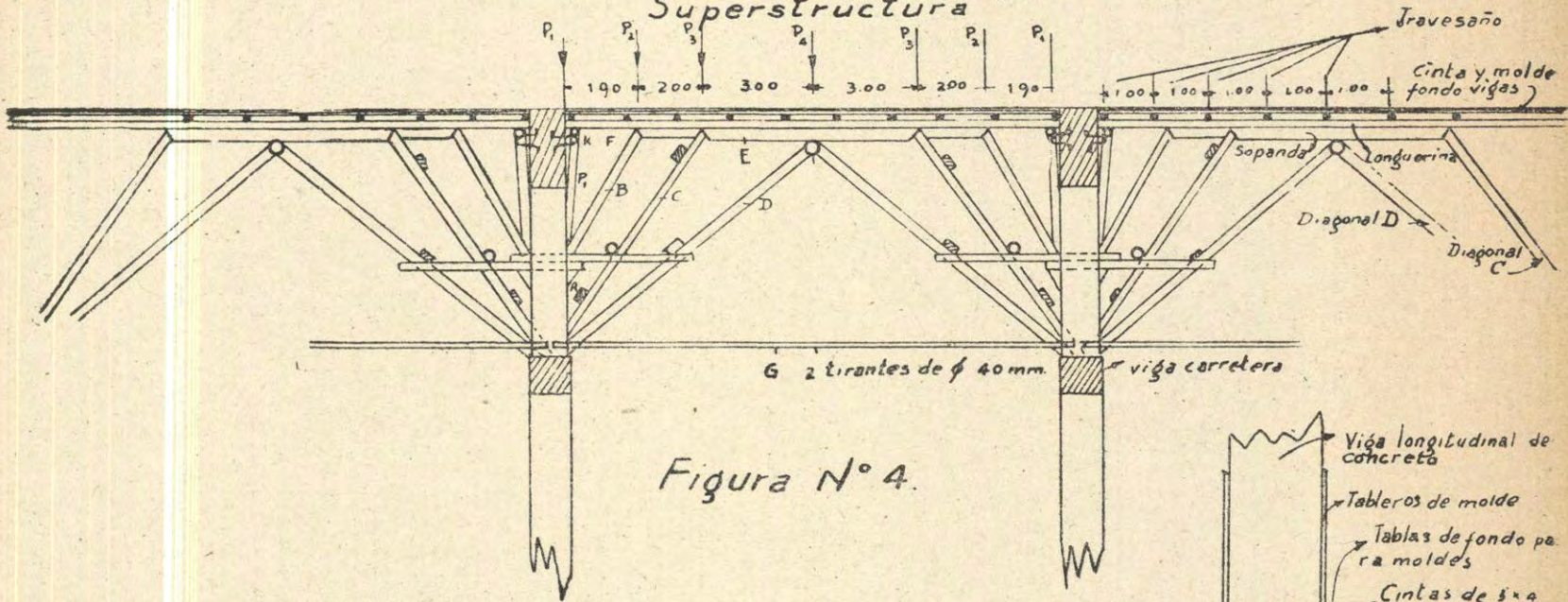
1 mayordomo	\$	35.00
1 maquinista		25.00
1 ayudante		15.00
2 guía-dragas		26.00
6 jornaleros a \$ 12.00 c/u		72.00
1 mecánico		20.00
1 carpintero		20.00
	\$	213.00

Materiales.

Combustible: 350 Kg. carbón a \$ 370 ton	\$	130.00
Aceite, 2 litros		14.00
Leña para la caldera		10.00
Dinamita 80 tiros a \$ 2.00 c/u		160.00
Repuestos de máquina		120.00
Amortización de \$ 42.000 en 220 días correspondiente a maquinaria decauville, madera, durmientes, martinete		190.00
		837.00
Gastos generales 20%		168.00
Imprevistos 20%		201.00
	\$	1.206.00

Estructura de madera que se usa en los Puentes para el sostenimiento del moldaje de la

Superestructura



Si se extraen 20 m³. resulta el valor del m³, a 60,30. La extracción efectiva se reduce a 4 m³. considerando la proporción de 1:5 de escurrimiento del material exterior. Luego el cubo efectivo importa $\frac{1206}{4} = \$ 301,50$.

Se agrega a esto los gastos de instalación por concepto de clavadura de pilotes de rieles, construcción de andamios para mantener la grúa, retirar los desmontes de la excavación, fletes, etc., lo que alcanza a \$ 2,500.00 por cajón. La hincadura de 6 mts. de cajón arroja un cubo efectivo de 115 m³, luego el m³ se recarga en $\frac{2500}{115} = 21,70$.

Con esto llegamos al valor de \$ 323,20 el m³. de excavación bajo agua. Entonces el hincamiento de cada cepa resulta de: 115 x 2 x \$ 323,20 = \$ 74,400 por concepto de excavación.

Hormigonadura interior de los cajones.

Una vez hincados los cajones debía concretarse en su interior. En vista de que era imposible agotar, se concretó el fondo de ellos bajo agua con concreto de 255 Kg/m³. Para esto se confeccionó un tubo de madera de roble machihembrado de 0,40 x 0,40 y 6 mts. de largo, a través del cual se echaba el concreto. En la parte superior, este tubo se ensanchaba en forma de embudo, donde se acumulaba bastante concreto, el que entraba a él en masa como primera operación desplazando el agua que había en su interior. Después de esto se mantenía el tubo constantemente lleno, elevándosele lentamente para que el concreto escurriera por su fondo. En esta forma se concretaba hasta una altura suficiente para vencer la subpresión del agua, o sea, para 5 m. de agua se necesitan $\frac{5}{2.2} = 2,27$ m. de altura de concreto bajo agua. Hecho esto se esperaba el fraguado unos 10 días. En seguida se agotaba quedando el cajón completamente seco. Se rellenaba en seco el resto del cajón con concreto de 170 Kgs. y 15% de piedra desplazadora.

En la parte superior de ambos cajones se armaba la viga de unión y se concretaba con concreto de 255 Kg/m³.

Todo este sistema que se empleó desde la cepa 1 a la 7, originó un mayor gasto de \$ 712.881,10 que se estableció en un Convenio ad-referendum fechado en Junio de 1940.

b) Se pagó un reajuste de precios que alcanzó al 12,62% del monto del contrato para indemnizar al contratista de las alzas experimentadas por jornales y materiales, en el lapso comprendido entre la aceptación de la propuesta por Decreto N.º 1911 del 30 de Septiembre de 1938 y el 29 de Diciembre de 1941, que salió el Decreto N.º 2902 que autorizó este pago.

Para esto se hizo un minucioso estudio de la situación comercial a mano de estadísticas y facturas y con el conocimiento en la práctica del alza de jornales y fletes.

Este reajuste alcanzó a \$ 376.068.00 para los tres puentes, de lo cual corresponde al puente Quilimarí \$ 173.208.06.

c) *Aumento de obras.*—Se originaron aumentos de obras por lo general en las fundaciones, donde para llegar a un terreno apropiado para fundar hubo que ba-

jarse en ocasiones de la cota prevista. Estos aumentos originaron un mayor gasto de \$ 143.363.81

d) *Reajuste de estos aumentos de obra.*—Se aplicó también a este mayor valor el 12,62% de reajuste de precios, lo que alcanzó a \$ 18.092.51.

e) *Obras suplementarias.*—Se pagó la cantidad de \$ 29.480.64 por exceso de excavación en roca y enderezar fierros que llegaron muy torcidos a la obra. Se consideró la excavación en roca porque el eje de Puente se modificó con respecto al trazado del proyecto. Fué necesario girar en 2 m. hacia el oriente y avanzar en 2 m. hacia el norte el extremo norte del puente, con el fin de que el estribo de ese lado quedara bien ubicado y fundado en buen terreno (roca). Debido a esta modificación aumentó la excavación en roca lo que se pagó a \$ 60.00 el m³. en vez de \$ 24,80 que figuraba en el contrato por excavación en seco.

f) *Abono por intereses.*—Por Decreto N.º 2396, de 26 de Diciembre de 1942, se autorizó pagar \$ 4.000 por intereses de boletas de garantía.

g) *Desmonte pie terraplén sur.*—Con las creces extraordinarias del río Quilimarí, durante el invierno de 1941, se notó que existía el peligro de que fuese amagado el pie del terraplén de acceso sur al puente. En estas circunstancias se pensó en la forma de defenderlo.

Ejecutar un muro de defensa resultaba muy costoso y no era la mejor solución. Desviar y estrechar el río no era posible; lo mejor y más seguro era prolongar el puente, con lo que se alejaba el terraplén del lecho del río. Se estudió una prolongación de 15 mts.

Por esta causa fué necesario retirar el pie del terraplén que ya ocupaba ese lugar, para poder fundar la nueva cepa 0.

Se movieron 20.165 m³ a \$ 4.60 el m³., lo que hace un total de \$ 92.759.00.

h) *Prolongación del puente en 15 mts.*—En el curso del año 1942 se construyó el nuevo tramo de 15 mts. para prolongar el extremo sur del puente. El costo de este alargamiento resultó de \$ 345.229.12, con nuevos precios unitarios, más altos, que fué necesario aplicar en vista de que se habían experimentado nuevas alzas de los materiales y jornales en el año 1942.

Con todas estas modificaciones y aumentos de obra el valor total pagado por la construcción del puente Quilimarí ascendió a la suma de.....	\$ 2.891.502.24
Según contrato el valor era de.....	1.372.488.00

En consecuencia, mayor valor.....	\$ 1.519.014.24
-----------------------------------	-----------------

Hormigonadura de la superestructura.—Se concretó primero la parte de la superestructura entre cepas 6—11, en Junio de 1941. En Noviembre de 1942, se concretó la parte 0—5, y por último la viga colgada entre capas 5—6 el 19 de Noviembre de 1942.

Cada tramo de 15 mts. cubicaba alrededor de 70 m³. lo que se concretaba en una jornada de 12 a 14 horas, con un término medio de 5 m³. de concreto por hora.

Se disponía para ello de 2 betoneras de 1/8 m³. cada una. Se botó primero concreto en el tramo 6—7, cargando al máximo al centro de él, para que el andamiaje sufriera toda la deformación posible, antes que el concreto hiciese contacto con las cepas que eran los elementos indeformables.

Se continuaba en seguida concretando las vigas y losa, llenando completamente el tramo hasta dejar una pega de trabajo antes de hacer contacto con la próxima cepa. Proseguíase al siguiente día, cargando el centro del otro tramo y avanzando después hasta juntarse con el concreto hecho y se dejaba cortado en la misma forma que el anterior. Ya hormigonados dos tramos se esperaba cuatro días para permitir que el concreto fraguara y no sufriera daño al cargarse el tercer tramo, que, por la continuidad de la viga, podría producir movimientos en los otros apoyos ya concretados.

En esta misma forma se proseguía y se completaba el resto de vigas y losa de los otros tramos. El guarda-lastre se concretaba separadamente.

Distribución del personal.—En esta faena de hormigonadura de vigas y losa de la superestructura, se ocupaban 32 hombres, distribuídos en la siguiente forma:

9 peones para carretillar el ripio y arena.

(6 carretilleros y 3 cargadores)

4 peones encargados del cemento (2 en colocación y 2 en transporte desde la bodega).

2 maquinistas (uno para cada betonera)

1 mecánico

4 carreros (empujando los carros decauville en el concreto; 2 por cada carro)

1 recibidor del concreto en taza o canoa.

1 enfierrador.

1 carpintero.

6 pisoneros (3 por viga)

2 golpeadores (golpeando el moldaje exteriormente).

1 capataz.

Este personal iniciaba su trabajo a las 5 de la mañana y trabajaba hasta hacer los 70 m³ de un tramo, lo que se hacía en un tiempo de 14 a 16 horas, según la distancia, a las betoneras. Como término medio se puede tomar 5 m³ de concreto por hora (2,5 m³ por cada betonera).

Valor de la mano de obra.—El personal era pagado al día y se recargaba el tiempo extraordinario en 50%. Jornal medio \$ 22.00 diarios. Tiempo extraordinario de 7 horas da:

$$\frac{7 \times 22}{8} \times 1,5 = \$ 28,87$$

Pago a un hombre por jornada: $22 + 28,87 = \$ 50,87$.

Pago total $50,87 \times 32 = \$ 1.627,84$ por hacer 70 m³.

M. O. por m³ de concreto $\frac{1.627,84}{70} = \$ 23.25$.

Este valor corresponde exclusivamente a la M. O. de la hormigonadura, sin considerar todos los gastos de los preparativos e instalaciones.

El costo del m³. de concreto de 340 Kgs. se puede determinar entonces como sigue para el año 1939:

Cemento a \$ 0,20 el kilo, son \$ 8,5 x 8 sacos.....	\$ 68.00
Ripio 0,840 m ³ . x \$ 30.00.....	25.20
Arena 0,500 m ³ x 30.00.....	15.00
Agua 0,200 m ³ x 6.00.....	1.20
Moldaje a \$ 10 el m ² (en 1 m ³ se ocupan más o menos 3,5 m ² moldaje).....	35.00
Andamiaje.....	40.00
Flete de cemento en camión en 60 Km. \$ 4,5 por saco.....	36.00
Bencina para betonera 3,41 t/m ³ a \$ 2,60.....	1.90
Amortización de betonera de \$ 30.000 en 6 años....	0.39
Mano de obra.....	23.25
Leyes sociales para obreros 20%.....	4.64
	<hr/>
	\$ 250.58
Gastos generales 20%.....	50.10
	<hr/>
	\$ 300.68
Instalaciones 10%.....	30.06
	<hr/>
	\$ 330.74
Utilidad 20%.....	66.14
	<hr/>
Suma total.....	<u>\$ 396.88</u>

Cimbras.—En un principio el andamiaje que se utilizó para sostener el concreto de la superestructura, consistió en una torre de palos de eucaliptus y tabloncillos de roble que apoyaban directamente en el terreno, o sea, tenía una altura de más o menos 24 mts. Se componía de dos pares de pies derechos al centro y una serie de diagonales atiesadores. Además, llevaba dos puntales resistentes en los extremos, los que apoyaban en las vigas carreteras de las cepas (Fig. 3).

Este sistema se ocupó únicamente en parte del puente Chivato, después se abandonó porque acusó mucho descenso, un término medio de 4 cm. y porque demandaba tiempo su realización.

Este sistema se reemplazó por una estructura auxiliar de madera que apoyaba únicamente en las vigas carreteras de las cepas. Su comportamiento y realización mejoraron notablemente, obteniéndose un descenso término medio de 2 cm.

Cálculo de las vigas auxiliares de madera ocupadas en las cimbras de los puentes Chivato, Quilimarí y Buitre. (Fig. 4).

Carga: 73 m.³ concreto por tramo x 2,4 = 176 ton./tramo de 15 m.

Carga por viga: $\frac{176}{2} = 88$ ton./15 m.

Carga por m. l.: $\frac{88}{15} = 5,9$ ton./m. l.

$P_1 = 0,95 \times 5,9 = 5,6$ ton.

$P_3 = 2,50 \times 5,9 = 14,8$ ton.

$P_2 = 1,95 \times 5,9 = 11,5$ ton.

$P_4 = 3,00 \times 5,9 = 17,8$ ton.

Puntal A.—Este puntal descansa en la viga carretera de concreto que lleva la cepa del puente. Al lado de él también apoyan los diagonales D y C. El puntal A soporta al travesaño K. A media altura está amarrado con los otros puntales del frente y del otro lado por medio de palos apernados. En este punto recibe la carga de la tornapunta B.

La parte superior A_1 recibe la carga $P_1 = 5,6$ ton.: $\Omega_{nec.} = \frac{5600}{80} = 70 \text{ cm}^2$.

La parte inferior A_2 recibe la carga $P_1 + P_2 = 17,1$ ton.: $\Omega_{nec.} = \frac{17.100}{80} = 212 \text{ cm}^2$.

Se colocó un palo de 30 cm. de diámetro lo que da una fatiga de $\sigma = \frac{17.100}{720} = 23.5 \text{ Kg/cm}^2$. Como fatiga de ruptura al pandeo tenemos, según Tetmayer:

$$t_r = 2,93 - 0.0194 K \frac{1}{r} \text{ Kg/mm}^2.$$

$$I = \frac{F d^2}{16} = 40.000 \text{ cm}^2. \quad r = \sqrt{\frac{I}{w}} = 7,7 \text{ cm.} \quad \frac{1}{r} = \frac{700}{7,7} = 91 K = 1.$$

$$t_r = 1,18 \text{ Kg/mm}^2. = 118 \text{ Kg/cm}^2.$$

Luego tenemos un coeficiente de seguridad = 5.

Tornapunta B.— $P_2 = 11,5$ descompuesto en el sentido del tornapunta B da $P'_2 = 14$ ton.

$$\text{Con un palo de 25 cm. tenemos: } \sigma = \frac{14000}{491} = 28 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\text{Al pandeo tenemos: } I = 19200 \text{ cm}^4. \quad r = 5,55 \text{ cm.} \quad \frac{1}{r} = \frac{400}{5,55} = 72$$

$$t_r = 2,93 - 1,4 = 153 \text{ Kg/cm}^2. \quad \text{Coef. seg.} = 5,5.$$

$$\text{Diagonal C.}—P_3 = 14,8 \text{ ton.} \quad P'_3 = 18 \text{ ton.} \quad \Omega_{nec.} = \frac{18000}{80} = 225 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Para un palo de 25 cm. } \sigma = \frac{18000}{491} = 36,5 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\text{Contra pandeo: } \frac{1}{r} = \frac{7.80}{5.55} = 140.$$

$$\text{Según Euler } t_r = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{1}{r}\right)^2} \text{ para } K = 1.: t_r = \frac{10 \times 1000}{19.600} = 0,51 \text{ Kg/mm}^2.$$

$$\text{Según Tetmayer } t_r = 98.70 \frac{1}{\left(K \frac{1}{r}\right)^2} = 0,51 \text{ Kg/mm}^2.$$

Coef. de seg. 1,4, pero este diagonal no trabaja en todo el largo por estar amarrado a media altura.

Parte de la longuerina F.

$$l = 1,90 \text{ m.} \quad M = \frac{5,9 \times 1,9^2}{12} = 1,76 \text{ ton. m.} = 1760 \text{ Kg. m.}$$

$$\text{Para un palo de 25 cm. } \sigma = \frac{176000}{1534} = 115 \text{ Kg/cm}^2.$$

Tirante G.—Cargas horizontales: $P''_3 + \frac{P''_4}{2} = 10 + 11 = 21 \text{ ton.}$

Colocando dos fierros de 40 mm. tenemos:

$$\sigma = \frac{21000}{25,12} = 830 \text{ Kg/cm}^2.$$

Se agrega un cuadro con las obras ejecutadas en el puente Quilimarí y una vista general del puente, con las modificaciones y con las cotas efectivas de construcción.

PUENTE QUILIMARI

CUADRO CON LAS OBRAS EJECUTADAS

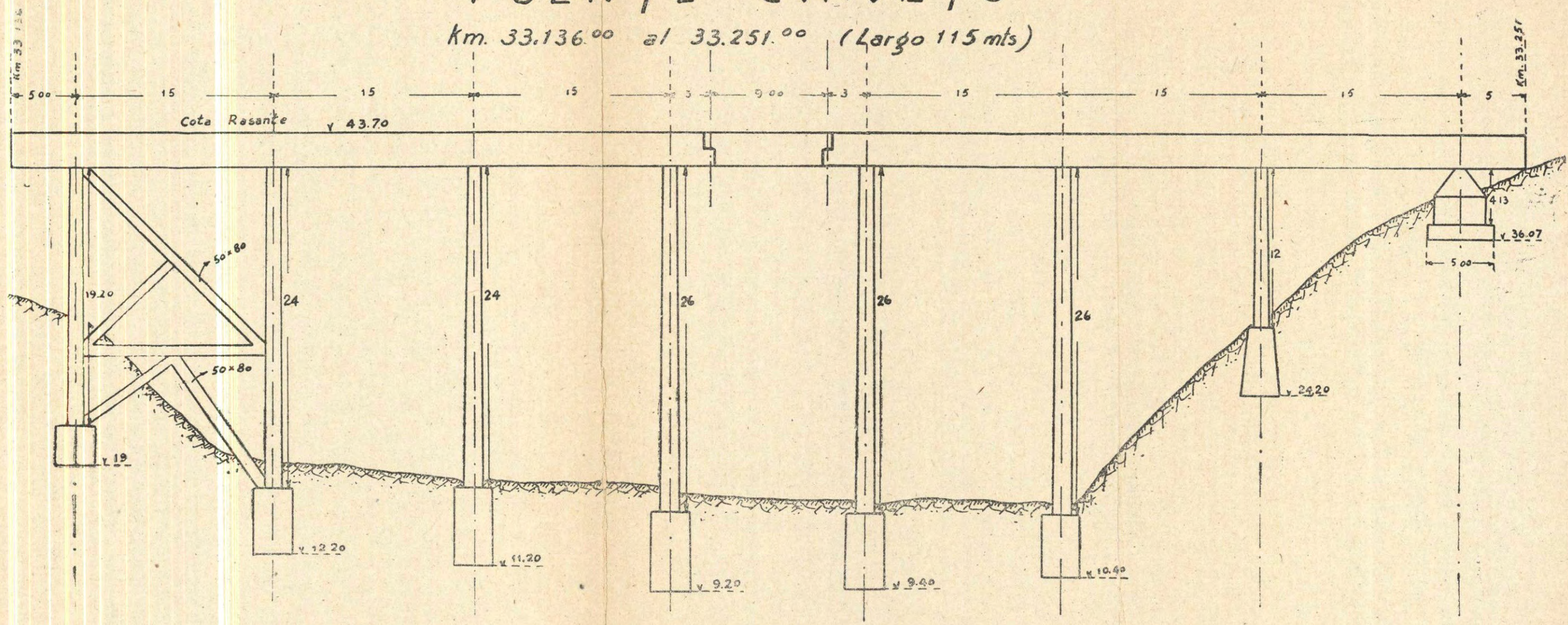
DESIGNACION	Unidad	Obras según contrato primitivo y convenio ad-referendum	Obras realmente ejecutadas	Precios unitarios	Valor total obras ejecutadas realmente
Excav. bajo agua	m ³	\$ 4.186.60	\$ 4.668.46	\$ 124.20	\$ 579.822.73
Excav. en seco	>	1.000.00	1.023.00	24.80	25.370.40
Hormigón 230 Kg/m ³	>	426.00	457.78	248.40	113.712.55
Hormigón 340 >	>	2.014.80	2.024.40	397.40	804.496.56
Hormigón 170 >	>	663.04	851.00	250.00	212.750.00
Hormigón 255 >	>	479.31	501.00	350.00	175.350.00
Fierro redondo colocación ...	Kgs.	183.970.00	196.536.00	1.24	243.704.64
Plomo para rótulas	>	840.00	507.40	6.22	3.156.02
Acero, rodillos, coloc.	>	1.000.00	830.00	2.00	1.660.00
Fierro perf. en cajones	>	2.240.00	2.240.00	5.00	11.200.00
Baranda con pintura.	ml.	320.00	320.00	107.00	34.200.00
Instalación máquinas, flete, etc	gl.	7.00	7.00	3.330.00	23.310.00
					\$ 2.228.732.90

OBRAS NUEVAS EJECUTADAS PARA PROLONGACION DE 15 METROS

DESIGNACION	Unidad	Obras ejecutadas	Precios unitarios	Valor de las obras ejecutadas
Movimientos terraplén.....	m ³ .	\$ 20.165.00	\$ 4.60	\$ 92.759.00
Excavación con agotamiento....	>	210.90	231.00	48.717.90
Excavación en seco.....	>	96.00	46.86	4.498.50
Concreto 170 Kg/m ³	>	160.00	363.00	58.080.00
Concreto 255 Kg/m ³	>	90.00	464.20	41.778.00
Concreto 340 Kg/m ³	>	237.40	600.00	142.440.00
Fierro redondo, colocación.....	Kgs.	20.747.00	1.76	36.514.72
Fierro perfil en cajones.....	>	250.00	11.00	2.700.00
Baranda.....	ml.	30.00	165.00	4.950.00
Instalaciones	gl.	1.00	5500.00	5.500.00
				\$ 437.938.12

PUENTE CHIVATO

km. 33.136⁰⁰ al 33.251⁰⁰ (Largo 115 mts)



PUENTE CHIVATO

Esta obra se ejecutó conforme al proyecto primitivo, sufriendo, solamente, algunas variaciones en las cotas de fundación, tal como lo indica el perfil. No se presentaron dificultades para concretar sus fundaciones, las que se confeccionaron directamente en seco, en vista de que su ejecución se hizo en verano, fecha en que el subsuelo no mantenía agua.

La hormigonadura en elevación de cepas y en las vigas y losa de la superestructura, se efectuó en la misma forma que la indicada en el puente Quilimarí.

Este puente se compone de siete tramos de 15 mts. cada uno, o sea tiene un largo total de 115 m. con los dos volados de 5 m. en los extremos.

La viga colgada queda al centro entre las cepas 4 y 5, extendiéndose 3 tramos a cada lado en forma de viga continua. Este puente se encuentra entre los Kms. 33.136,80 y 33.251,80. Se inició su construcción en Enero de 1939 y se terminó en Febrero de 1941.

Se fundó en suelos compuestos de roca de mediana calidad en las cepas que quedan en ambas laderas, y en terrenos de tosca arenosa en las cepas que quedaron en el lecho de la quebrada.

Las cepas, en general, tienen 24 m. de altura; cota de la rasante horizontal es de 43,7; cota media de fundación + 10,50.

Costo de la obra.—Como este puente no sufrió modificaciones, se pagó lo estipulado en el contrato por suma alzada, o sea \$ 990.770,60

A esto hay que agregar la parte que le corresponde por el 12,62% de reajustes de precios a que se aludió ya en la relación del Puente Quilimarí. Esta cantidad asciende a \$ 125,035,25. Con esto se llega a un total de \$ 1.115.805,85.

CUADRO CON LAS OBRAS EJECUTADAS EN PUENTE CHIVATO

DESIGNACION	Unidad	Cantidad de obra según contrato	Cantidad obra realm. ejecutada	Precios unitarios	Valor de las obras ejecutadas
Excav. bajo agua.....	m ³ .	900	20	\$ 124.20	\$ 2.484.00
Excav. en seco.....	»	300	1.850	37.30	69.005.00
Hormigón 230 Kgs.....	»	1.130	1.144	248.40	284.169.60
Hormigón 340 Kgs.....	»	1.069	1.069	397.40	424.820.60
Fierro redondo, coloc.....	Kg.	106.790	122.594	1.24	152.016.56
Plomo para rótulas.....	»	630	375	6.22	2.332.50
Acero rodillos coloc.....	»	1.000	830	2	1.660.00
Baranda con pint. ml.....	ml.	230	230	107	24.610.00
					\$ 961.098.26

PUENTE BUITRE

Este puente se encuentra ubicado entre los Kms. 60.237,20 y 60.343,20, con un largo total de 106 m. Tiene las mismas características que los anteriores. Dos de sus cepas caen en el fondo de la quebrada, y tiene la mayor altura que alcanza a 32 metros.

Los cimientos en general se fundaron sobre roca de buena calidad. La ejecución se inició en Enero de 1939 y se terminó en Febrero de 1941.

Cota de la rasante + 46.06.

Esta obra sufrió varias modificaciones en las alturas de las cepas, por diferencias en el perfil definitivo del terreno. También fué necesario prolongar la obra en 13 mts. para evitar que el derrame del terraplén de acceso sur al puente cayese al fondo de la quebrada, con lo que habría aumentado considerablemente el movimiento de tierras.

Costo de la Obra.—Por causa de las diferentes modificaciones y por aumentos de obras de otra índole, el costo del puente excedió a lo que estaba previsto según contrato a saber:

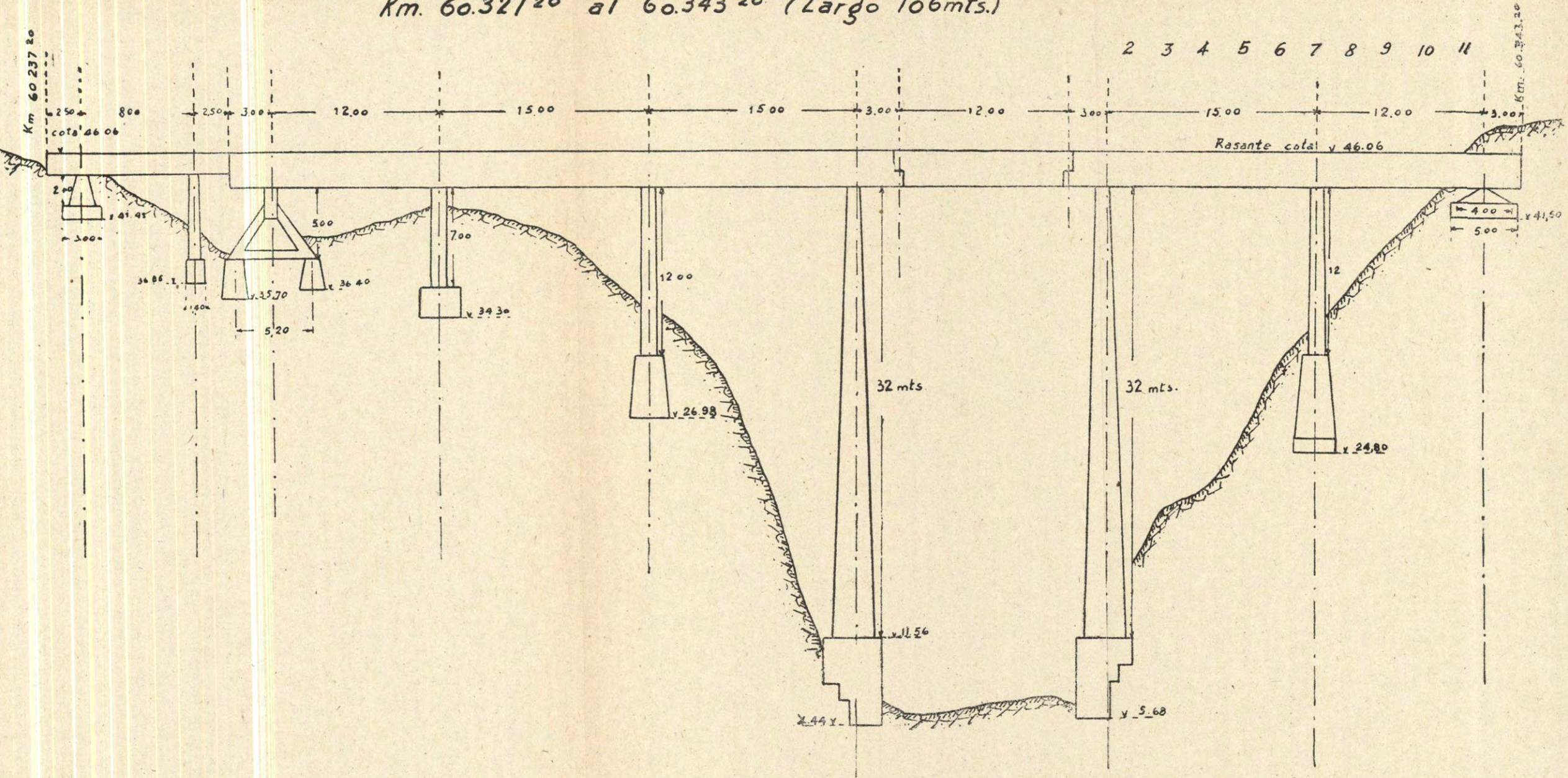
Valor según contrato	\$ 616.740.40
Aumentos de obras.....	54.389.26
Reajuste del 12,62% de estos aumentos de obras	6.863.92
Mayor precio de excavación en roca (\$ 60 — 18.60)	
= \$ 41,40 x 1.204.....	49.845.60
Pintura y modific. baranda \$ 32 x 212.....	6.784.00
Reajuste del 12,62% del monto del contrato...	77.832.69
Suma.....	<u>\$ 812.455.87</u>

CUADRO DE LAS OBRAS EJECUTADAS EN EL PUENTE BUITRE

DESIGNACION	Unidad	Cantidad de obra según contrato	Cantidad obra realm. ejecutada	Precios unitarios	Valor de obras ejecutadas
Excav. en seco ..	m ³ .	700	1204.00	\$ 18.60	\$ 22.394.40
Hormigón 230 Kgs	»	580	669.80	248.40	166.378.32
Hormigón 340 Kgs	»	843	867.70	397.40	344.823.98
Fierro redondo coloc.....	Kg.	79.090	94.460	1.24	117.130.40
Plomo para rótulas	»	630	457	6.22	2.842.54
Acero para rodillos	»	1.000	830	2.00	1.660.00
Baranda con pintura	m. l.	186	212	75.00	15.900.00
					<u>\$ 671.129.64</u>

PUENTE BUITRE

Km. 60.327²⁰ al 60.343²⁰ (Largo 106mts.)



COSTO TOTAL DE LOS PUENTES CHIVATO, QUILIMARI Y BUITRE

DESIGNACION	Valor pagado a la firma constructora	Valor del fierro entregado por el Fisco a razón de \$ 2 Kilo	Valor total de los puentes
CHIVATO.....	\$ 1.115.805.85	\$ 245.188.00	\$ 1.360.993.85
QUILIMARI.....	2.891.502.24	434.566.00	3.326.068.24
BUITRE.....	812.455.87	188.920.00	1.001.375.87
Sumas.....	\$ 4.819.763.96	\$ 868.674.00	\$ 5.688.437.96

VALOR POR METRO LINEAL DE PUENTE

Chivato.....	\$ 11.800	m. l.
Quilimarí.....	19.000	m. l.
Buitre.....	9.450	m. l.
Término medio de los 3 puentes.....	14.300	m. l.