

SECCIÓN TÉCNICA

Puente Maule en Banco Arena

(Datos para una monografía)

POR

SAMUEL FLORES RUIZ

(Conclusión)

La subida de las tierras se hacía por medio de dos baldes de fierro de 50 litros de capacidad, izados por un pequeño huinche colocado en la parte superior y dentro de la esclusa, montado sobre travesaños de madera y accionado por el aire comprimido; mientras un balde subía el otro bajaba. Para sacar los desmontes al exterior se descargaban los baldes en dos tubos de fierro acodados dispuestos en el interior de la esclusa, formados por un trozo vertical dentro de ella, de diámetro constante y otra parte externa de diámetro creciente. La boca interior de estos tubos estaba sobre el nivel del fondo de la esclusa, a la misma altura que la de la chimenea de bajada; además, en sus extremos estaban dotados de tapas especiales destinadas a resistir la presión del aire y a permitir el esclusamiento del material a extraer. Esa maniobra se hacía con dos operarios, uno al interior y otro afuera, manejándose por medio de señales convenidas para abrir o cerrar oportunamente las tapas de los tubos.

Para la entrada de los materiales, la chimenea de bajada tenía en la parte superior, inmediata a la esclusa, uno de sus trozos cilíndricos en forma de cruz, cuyos brazos tubulares en ángulo agudo hacia arriba servían para la introducción del concreto; la maniobra del esclusamiento se hacía como en el caso anterior para la extracción de los desmontes.

LANZAMIENTO Y FONDEO DE UN CAJON

Los cajones del aire se armaban en la ribera del río. Antes de transportarlos a su destino, se les formaba en el sitio que debían ocupar un recinto y

una plataforma de servicio sobre base de pilotes clavados a martinete. En la figura 9 está indicada la planta de los que correspondieron al machón central de los tramos continuos.

Los pilotes del andamiaje eran vigas de pino de 12" $\times$ 12" clavados con un martinete de 400 kilos de peso; el caballete del martillo descansaba sobre dos lanchas trabadas de costado por travesaños de madera y mantenidas durante el clavado por cables de acero amarrados en la ribera, y además, por anclajes en el fondo del río, a popa y a proa de las lanchas.

Una vez terminada la plataforma de servicio y marcada en ella el eje general del puente y la posición relativa que debía ocupar el cajón, se procedió a su transporte desde la orilla, de la manera siguiente: (se trata del cajón de la pila N.º 1—2)

La armadura del cajón se completó, antes de lanzarlo, agregándole algunas planchas de la ataguía hasta el primer recogido; se le remachó un metro de chimenea, y además, se rellenaron los huecos de la punta del cuchillo con concreto N.º 0 de 1 $\times$ 2,5 $\times$ 5; en seguida, después de tapar herméticamente la chimenea, se le ató a dos cables de acero manejados por sendas cigueñas y se le hizo deslizar suavemente sobre dos correderas de rieles hasta dejarlo, medio sumergido, apoyado en el fondo del río; en esa situación, se le hizo flotar inyectando en la cámara una corriente de aire comprimido por medio de una cañería de goma especialmente preparada, y se le trasportó, después de cortar el aire hasta enfrentar, aguas arriba, el recinto formado por el pilotaje. La maniobra se hizo con dos cables que partían de ambas riberas y otro manejado desde la cubierta del cajón con un extremo anclado aguas arriba, en el fondo del lecho; desde ese punto se le llevó a su lugar definitivo agregando un nuevo cable en las condiciones del último, pero anclado aguas abajo.

El tiempo empleado en el transporte del cajón comprendió un día de trabajo.

Ubicado el cajón en su sitio, y convenientemente asegurado a la plataforma de servicio, se dió principio a la colocación del concreto sobre el cielo de la cámara, con cuyo peso se le hizo descender hasta apoyarlo en el fondo. En esa situación y después de haber armado las ataguías y chimeneas hasta una altura superior al nivel del agua en la alta marea, se procedió a agregarle la esclusa y ya comunicarla con las compresoras del aire, para dar principio a la excavación dentro de la cámara y al hincamiento del cajón.

HINCAMIENTO DEL CAJON N.º 3

Hecha la descripción del lanzamiento y fondeo del cajón (1—2) a fin de

seguir el orden adoptado en la construcción, pasaremos a ocuparnos del hincamiento del cajón N.º 3, que fué el primero en iniciarse; y tomaremos los trabajos desde el momento en que el cajón se encontró apoyado sobre el fondo del lecho.

La cota de fundación de esta pila, marcada en los planos del proyecto, era 71,45.

La naturaleza del terreno encontrado en los primeros cuatro metros de excavación era un compuesto de ripio y arena en una proporción que podía estimarse de 3 por una respectivamente; mas allá de esa profundidad, se vió que el terreno empezaba a degenerar notablemente, notándose que la piedra del ripio disminuía gradualmente de tamaño hasta desaparecer por completo al llegar a la cota 71,45 que era la que fijaban los planos como nivel de fundación.

En ese punto el terreno alcanzado era compuesto de arena finísima y arcilla fangosa, de tan poca consistencia que bastaba el uso de la pala para su extracción y el esfuerzo de un hombre para hacer penetrar un chuzo a mas de un metro de profundidad. Además, la mala calidad del terreno se manifestaba por un mal olor característico, tan desagradable, que llegó a producir un visible malestar a los operarios en el interior de la cámara; y cuyo origen se atribuyó desde el primer momento a la descomposición de sustancias vegetales envueltas en el terreno de acarreo que constituía la capa superior del lecho del río.

Ante esas circunstancias, en presencia de un terreno del todo inaceptable para fundar a la cota prevista, el ingeniero residente, de acuerdo con la Dirección de Obras Públicas y con lo estipulado a ese respecto en el contrato, dió orden al contratista de continuar el hincamiento del cajón hasta encontrar un sub-suelo apropiado, que diera garantías de resitencia y que a la vez se hallara fuera del alcance de las socavaciones producidas por la corriente en épocas de avenida, ya que en el proyecto no se consultaba ninguna obra para contrarrestar esa acción en el caso de tener que fundar sobre terreno resistente pero socavable.

A la cota alcanzada de 71,45 el cajón se hallaba empotrado en el terreno 10,50 mts. bajo el fondo del lecho; y la fuerza de socavación deducida, para ese caso, de la fórmula del Curso Universitario de Puentes, debía desarrollarse hasta una profundidad de 15 mts., como puede verse en el cálculo siguiente:

H' = incógnita, o profundidad de la zona socavable.

H = Profundidad del agua en las creces = 12 mts.

V = Velocidad superficial en las creces = 5 mts. p/s.

v = Velocidad de fondo = $0,65 V$ = 3,25 »

u = Velocidad que socavaría el fondo = 1,00 mt.

Aplicación de las fórmulas:

$$d = \frac{V-v}{H} = \frac{1,75}{12} = 0,15$$

$$H' = \frac{v-u}{d} = \frac{2,25}{0,15} = 15 \text{ mts.}$$

Por otra parte, la presión sobre el terreno, por c m.² estando la base del machón a la cota citada, se dedujo del cálculo siguiente:

Area de la sección del cajón = 39,63 m.²

Altura del agua sobre la base = 14 mts.

Esfuerzos solicitantes:

Peso de la albañilería	1 503.60 Tns.	
Peso del cajón, etc.	19.20	
Puente cargado	419.80	1 942.60 Tns.

Esfuerzos resistentes:

Sub-presión	555.00 Tns.	
Rozamiento del cajón y atagüa		
232,35 × 1,5	348.52	903.52
Esfuerzo resultante sobre la base		1 039.08 Tns.

$$\text{Presión por c m.}^2 = \frac{1\ 039\ 080}{396\ 300} = 2,6 \text{ por c m.}^2$$

La tasa de trabajo que arroja el cálculo era absolutamente inaceptable dada la pésima calidad del terreno.

Se ve, por lo expuesto, que el suelo de fundación a la cota del proyecto, no reunía las condiciones de resistencia, y se hallaba además, dentro de la zona de las probables socavaciones de la corriente (según la fórmula universitaria.)

Entre tanto, a medida que el hincamiento del cajón avanzaba a partir de la cota citada, el terreno tendía a mejorarse, aumentando su consistencia sin variar su naturaleza, siempre arcilla y arena tan fina que al desagregarlo pre-

sentaba el aspecto del cemento; pero ya el terreno de mala calidad que se caracterizó por su aspecto fangoso y olor desagradable, había desaparecido.

Al llegar el cuchillo a la cota 62, el terreno presentó un aspecto mas homogéneo, mas compacto y menos permeable al agua, de tal manera que se resolvió detener ahí la excavación y practicar dentro de la cámara sondajes de reconocimiento para conocer el terreno a mayor profundidad; trabajo que se llevó a cabo empleando tubos de fierro de 2" de diámetro, enterrados a golpe de combo. A medida que penetraba en el terreno, una cuchara metálica extraía a la superficie las tierras alcanzadas.

Habiéndose reconocido por ese procedimiento que la naturaleza del terreno se mantenía sensiblemente la misma hasta una profundidad de seis metros bajo el nivel del cuchillo, se resolvió no continuar el hincamiento y someter el terreno dentro del cajón a pruebas de resistencia, por las cuales se comprobó que el suelo podía soportar sin deformación apreciable, una presión de 6 kgs. por c|m.²

Por otra parte, la carga por c|m.² que obraría sobre el terreno al fundar a la cota 62,33 alcanzada, se dedujo del cálculo siguiente:

Esfuerzos solicitantes:

Peso del concreto, $903,5 \times 2,4$	2 168 Tns.
Peso del cajón metálico y alzas	25
Peso del terreno sobre la zarpa del cajón	259
Peso del puente cargado	419
CARGA TOTAL	2 861 Tns.

Esfuerzos resistentes:

Sub-presión en aguas bajas $23 \times 39,635$...	912 T.	
Rozamiento del cajón y ataguía, estimado a razón de 1,5 Tns. por m. ² , $360 \times 1,5$	540	1 452 Tns.
Carga real		1 409 Tns.

Luego, el trabajo por c|m.² sería:

$$R = \frac{1\ 452\ 000}{396\ 350} = 3,6 \text{ kgs. por c|m.}^2$$

Como se ve, una tasa de trabajo inaceptable dada la calidad del terreno.

En vistas de estas experiencias, y teniendo presente que a mayor profundidad la naturaleza del terreno se mantenía la misma, según los datos suministrados por la sonda, se resolvió, de acuerdo con el contratista, detener definitivamente el hincamiento del cajón en ese punto, o sea a la cota 62,33 del cuchillo y modificar la base de asiento en la forma siguiente: se profundizaría la excavación en un metro más, bajo el nivel del cuchillo y se aumentaría la sección de la base consultando una saliente de 0,75 m. en todo el perímetro, como puede verse en la figura; además, contra el peligro de las socavaciones se colocarían en el fondo del lecho, alrededor del machón, escolleras de defensa formadas por piedras naturales de un peso mínimo de 700 ks.

Con esas modificaciones, la nueva tasa de trabajo del terreno, la da el cálculo siguiente:

Esfuerzos solicitantes:

Concreto, $(903,5 + 49,77) \text{ 2t,4}$	2 287 Tns.
Cajón y alzas	25
Peso del terreno sobre las zarpas	259
Puente cargado	419
Peso de la tierra sobre la saliente de la base	673
	3 663 Tns.

Esfuerzos resistentes:

Sub-presión, $(4 \times 6,50 \times \pi 3,25^2) \text{ 24m.}$	1 632 Tns.
Rozamiento $(720 - 37) \text{ 1t, 5}$	1 135
CARGA REAL	896 Tns.

de donde,

$$R = \frac{896\ 000}{591\ 662} = 1,51 \text{ por c|m.}^2$$

Tasa de trabajo que se estimó aceptable, dada la resistencia de 6 kilos por c|m.^2 que acusó el terreno, sin deformación sensible, dentro de la cámara.

Según esto, el coeficiente de seguridad sería:

$$R' = \frac{6}{1,51} = 3,9$$

El concreto empleado en el ensanchamiento de la base fué el N.º 3 de $1 \times 4 \times 8$.

El cubo total de albañilería que comprendió esta modificación fué de 49,77 metros cúbicos.

ANALISIS DEL TERRENO

El análisis del terreno encontrado a la cota de fundación, según informe de la Inspección General de Geografía y Minas de la Dirección de Obras Públicas, es el siguiente: (Ensaye de una muestra de terreno) Agua químicamente combinada 6,55%.

«Es ferruginosa, pero sin óxidos libres. Fácilmente vitrificable. Tiene arcilla coloidal.

«En el tamiz N.º 120 (1 764 mallas por c.m.²) pasa 85%; sobre el tamiz 35%.

«La muestra es una simple arcilla ordinaria, con una corta proporción de arenisca. La presencia de arcilla coloidal y la finura del grano la hacen particularmente movediza e impropia para fundación».

El perfil geológico del terreno atravesado por el cajón N.º 3 en su hincamiento, es el indicado en la figura:

Aguas bajas

Ripio grueso y suelto

Ripio y arena. De arriba abajo, la proporción de ripio disminuye proporcionalmente de 3 de piedra y 1 de arena, a 1 de piedra por 3 de arena. El grueso de la piedra y arena disminuye igualmente a medida que se profundiza.

Arena fina con piedras esquistasas y vegetación descompuesta, posiblemente algas marinas. Se nota el olor desagradable.

Arena fina con alguna mezcla de piedra chica y esquista y cuarzo.

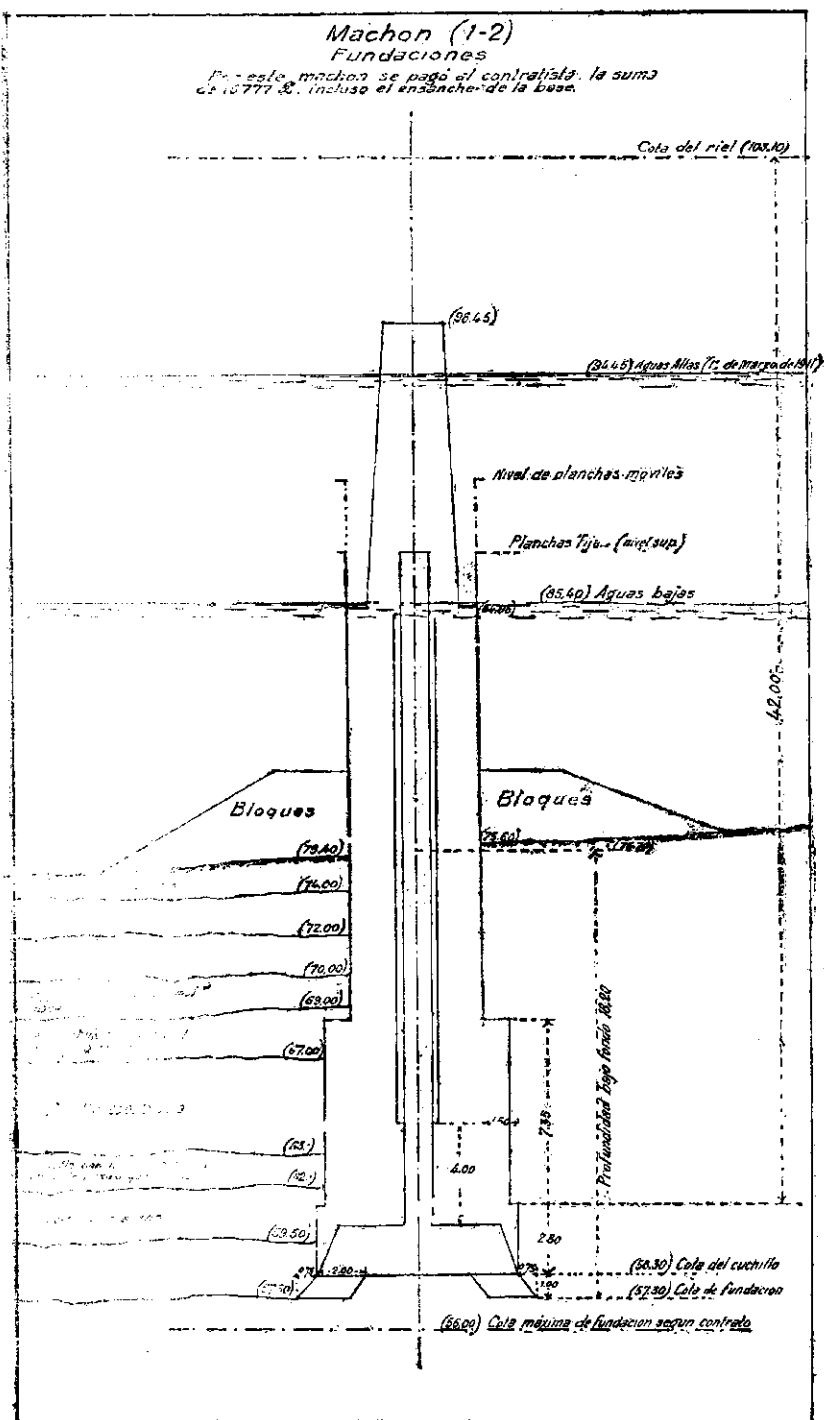
Arena fina con algunas capas delgadas de arena y piedra esquistosa de pequeña dimensión.

Arena finísima y arcilla coloidal.

Base de fundación.

ESTRIBOS NORTE Y MACHONES 4 y 5

Terminada la fundación del machón N.º 3, que dió a conocer la naturaleza del sub-suelo, el hincamiento de los machones 4, 5 y el estribo Norte transformado en machón, no presentaron ninguna novedad. La excavación se profundizó en todos ellos hasta llegar a una cota más o menos igual a la correspondiente



al machón 3, dada la semejanza de condiciones relacionadas con la calidad del terreno y las cargas verticales que debía soportar. Además, se acordó ensanchar las bases de asiento en la misma forma proyectada para el primero.

MACHON (1-2)

Este machón, que sirve de apoyo central a los tramos continuos, es el mas importante de todos, tanto por su mayor sección y peso, como por hallarse ubicado en un punto del lecho del río en que la altura del agua en el estiaje es de diez metros, alcanzando a veinte en las grandes avenidas.

Las diversas capas de terreno que el cajón atravesó en su hincamiento hasta llegar a la cota 58,30 en que se acordó detener la excavación, están anotadas en el plano adjunto del perfil transversal del machón (fig. 4). La naturaleza de ellas y su distribución estaban más o menos de acuerdo con las encontradas en las fundaciones anteriores.

A la cota 58,30 del cuchillo, en que el terreno alcanzado era compuesto de arcilla y arena, semejante al de los otros machones, se resolvió detener el hincamiento, después de constatar por medio de sondajes en el interior de la cámara, que el terreno en una mayor profundidad de 3,50 m. no variaba de naturaleza.

Por otra parte, había también que considerar que a esa profundidad el manómetro del aire comprimido marcaba en aguas bajas una presión de 3 kilos por cm^2 equivalente a una columna de agua de 31 metro de altura.

Antes de iniciar la albañilería a la cota citada, se hicieron las siguientes pruebas de resistencia del terreno dentro de la cámara de trabajo:

Primera prueba:

Punto extremo aguas arriba de la cámara.

CARGAS:

4,5 kilos por cm^2 .; no hay depresión; tiempo de prueba 3 minutos.

5 kilos por cm^2 .; no hay depresión; tiempo de prueba 3 minutos.

6 kilos por cm^2 .; no hay depresión; tiempo de prueba 3 minutos.

7 kilos por cm^2 .; comienza el hundimiento, baja 1 cm . y se detiene.

8 kilos por cm^2 .; baja rápidamente.

Segunda prueba:

Punto extremo aguas abajo de la cámara.

CARGAS:

4,5 kilos por c/m^2 ; no hay depresión; tiempo de prueba 3 minutos.

5 kilos por c/m^2 ; no hay depresión; tiempo de prueba 3 minutos.

6 kilos por c/m^2 ; no hay depresión; tiempo de prueba 3 minutos.

7 kilos por c/m^2 ; comienza el hundimiento que aumenta rápidamente con la carga.

Estas experiencias dejaron de manifiesto que el terreno resistía sin deformación sensible, una presión de 6 ks. por c/m^2

Verificadas esas pruebas de resistencia, se procedió a calcular el trabajo del terreno para el caso de fundar a la cota 58,30. He aquí el cálculo:

CARGAS:

Concreto, $2\ 185\ M^3 \times 2,4$	5 240 Tns.
Cajón y alzas	130
Peso terreno y agua sobre zarpa a la cota (60,80) .	546
Peso terreno y agua sobre zarpa a la cota (68,05) .	867
Tramos metálicos y trén tipo.....	800
CARGA TOTAL	7 583 Tns.

A DEDUCIR:

Sub-presión, $106,25\ m^2 \times 27,40$	2 910 Tns.
Rozamiento del cajón y atagúa $600\ M^2 \times 1$ 600	3 510
Presión efectiva	4 073 Tns.

Presión por c/m^2 :

$$R = \frac{4\ 073\ 000}{1\ 062\ 500} = 3,8\ \text{kgs. por } c/m^2$$

En vista de esa tasa de trabajo que arrojó el cálculo, la Dirección de Obras Públicas de acuerdo con el contratista, resolvió modificar la base del machón a fin de darle mayor superficie.

Con esta nueva base de asiento, el trabajo por cm^2 del terreno de fundación, quedó reducido a

$$R = \frac{4\,234\,000}{1\,376\,000} = 3,07 \text{ k. por cm}^2$$

Habiéndose comprobado por medio de las experiencias de resistencia que el terreno podía soportar una carga de 6 ks. por cm^2 sin depresión sensible, el coeficiente de seguridad para el caso de que se trata era

$$R = \frac{6}{2,9} = 2,4$$

En el ensanche de la base de los otros machones, la capa suplementaria de concreto de un metro de espesor que se agregó bajo el nivel del cuchillo, abarcó toda la base de asiento del cajón más la saliente de 0,75 m.; pero en el caso actual, por razones de economía, dicha capa no cubrió sino un ancho de dos metros de la base en todo el contorno del perímetro, con la saliente de 0,75 m. igual a las anteriores, quedando de esta manera la sección del resto de la base al nivel del cuchillo, como puede verse en la figura 6.

El cubo total de albañilería que comprendió esta modificación fué de 67 metros cúbicos. Su valor ascendió a £ 824, que se pagaron autorizando fuera del presupuesto, la suma de £ 421, y las 403 restantes se compensaron con el cubo de albañilería que el contratista economizó al fundar el machón a la cota 58,30 en vez de 57,30 que estipulaba el contrato.

La excavación y relleno de ese ensanche se hizo como lo indica la figura 8, por trozos alternados de un extremo a otro de la base, siguiendo el orden de numeración, a fin de no debilitar la resistencia del terreno en la superficie de asiento, que podría ocasionar un desvío del eje del machón en el sentido vertical.

REFUERZO DEL MACHON

En el interior del machón, desde la cota 83 hasta la 92, o sea en una altura de 9 metros, se colocó un entramado metálico formado con agujas de la ataguía del cajón que se inutilizó en la última avenida.

Este refuerzo lo propuso la Dirección de Obras Públicas después de estudiar los planos del machón que presentó el contratista, por encontrar que su resistencia al esfuerzo de frenaje no quedaba del todo asegurada.

Este machón, una vez terminado y antes de recibir la carga de los tramos metálicos, tuvo oportunidad de experimentar el empuje de la corriente en avenidas de dos inviernos consecutivos sin acusar ningún desperfecto ni en el material ni en sus niveles.

La altura del machón desde el coronamiento hasta el fondo del lecho era de 21 metros, y la parte empotrada en el terreno de 18,20 mts., siendo su altura total 39 metros. Su costo, incluso el ensanche de la base fué de £ 16 777 pagadas al contratista.

ESCOLLERAS DE DEFENSA

Para proteger el machón contra las socavaciones se proyectó una defensa de un mil bloques de concreto de un metro cúbico cada uno, lanzados alrededor del perímetro, distribuidos en tres capas superpuestas y en forma de colocar mayor cantidad en el extremo de aguas arriba del machón.

La proporción del concreto empleado fué de $1 \times 5 \times 10$. A fin de que adquirieran la debida consistencia para resistir el choque del lanzamiento, se les mantenía en cancha por lo menos un mes.

La operación de colocarlos se hacía de la manera siguiente: por medio de una lancha se les conducía al costado del machón, llevándolos colgados al cable de una cigüeña y sumergidos en el agua a fin de disminuir su peso; una vez frente al sitio que les correspondía, se hacía previamente un sondeo de reconocimiento, y se les lanzaba de una altura de diez metros en aguas bajas.

Después de una gran avenida que tuvo lugar durante la ejecución de esta defensa, la Dirección de Obras Públicas dispuso que se practicara una inspección ocular en el fondo del río, por medio de un buzo llevado expresamente de Valparaíso; el cual constató, después de varias descenciones, que los bloques se mantenían en la posición relativa que se había tenido en vista antes de lanzarlos.

Por otra parte, a fin de verificar si los bloques al caer desde esa altura unos sobre otros, pudieran sufrir desperfectos de consideración, no obstante el tiempo que se les mantenía en cancha, se hicieron algunas experiencias en presencia del representante del contratista y del ingeniero residente, lanzando libremente algunos, atados al cable. Izados enseguida, pudo constatarse que con el choque solo habían perdido una pequeña cantidad de materia en sus aristas, equivalente a una capa que tuviera por base una de las caras del bloque y por altura un centímetro, o sea en volumen diez decímetros cúbicos. Sin embargo, después de esa experiencia, la colocación del resto que ascendía a 535, se hizo para mayor seguridad, arreándolos paulatinamente colgados del cable. Hasta esa fecha se habían lanzado 465 bloques.

Los servicios del buzo y un ayudante, se contrataron a razón de \$ 130 diarios, abonados desde el día en que saliera de Valparaíso hasta el de su regreso, además, el Fisco debía correr con los gastos de pasajes y equipaje por ferrocarril, comprendiendo la ida y vuelta entre el Puerto y Constitución.

El tiempo empleado fué de siete días incluso el de los viajes, que al precio convenido, le correspondieron 910 pesos.

Hizo tres descensiones en el machón (1—2) donde estaban los bloques, y una en el machón N.º 3 a fin de inspeccionar unas escolleras de piedras naturales que se habían colocado con anterioridad a los primeros. Cada inmersión duraba alrededor de diez minutos.

El traje del buzo, más dos planchas de plomo que se le ataban a la espalda, formaban un peso de 68 kilos; no obstante esa circunstancia, hubo de fracasar por la fuerza de la corriente, en varias tentativas que hizo para descender en los momentos en que se producía la baja marea; es de advertir, que el río, en Banco de Arena, a cuatro kilómetros de su desembocadura, sufre la influencia de la marea, que represa sus aguas aumentando su nivel hasta una altura de un metro, más o menos.

La ocasión mas propicia para las inmersiones del buzo era durante el período de la pleamar.

ESTABILIDAD DE LOS BLOQUES

El bloque era un cubo de 1,00 m. de lado; la velocidad superficial del agua en las creces alcanzaba a 5,00 m. por segundo; la velocidad de fondo se consideró igual a $0,65V = 3,25$ mts. p. s.

El esfuerzo ejercido por la corriente sobre una cara normal a ella es, según las experiencias de Dubuat, igual a un prisma de agua que tiene por base la cara normal y por altura el valor h correspondiente a la velocidad del agua.

Ahora, siendo la densidad del agua igual a la unidad, el peso del prisma en cuestión sería: $1,00 \times 1,00 \times h \times 1 = h$.

El punto de aplicación del empuje estará en el centro de gravedad del cuadrado opuesto a la corriente, y su momento referido a la arista extrema, sobre la cual tiende a hacer girar el bloque, será

$$M_1 = h \times \frac{1}{2} = \frac{h}{2}$$

El momento resistente lo forma el peso del bloque sumergido multiplicado por la mitad de uno de los lados:

Densidad del concreto = 2,4; diferencia entre la densidad del concreto

y la del agua $2,4 - 1 = 1,4$, luego el momento resistente será $M_2 = 1 \times 1 \times 1,4 \times \frac{1}{2} = \frac{1,4}{2}$

Igualando los dos momentos tenemos:

$$\frac{h}{2} = \frac{1,4}{2} \text{ y de aquí } h = \frac{2,8}{2} = 1,4 \text{ m.}$$

Veamos ahora a qué velocidad corresponde esta altura de **h**:

despejamos a **h** de la fórmula $V = \sqrt{2gh}$ y tenemos,

$$h = 5,20 \text{ mts. por segundo.}$$

Valor superior a la velocidad de fondo en el caso de que se trata, que como dejamos dicho es igual a 3,25 m.

Por consiguiente, la estabilidad del bloque queda asegurada con la forma y dimensiones que se le dieron.

FAENA DEL AIRE COMPRIMIDO

En virtud de un acuerdo entre la Dirección de Obras Públicas y el Contratista, el trabajo de las faenas del aire comprimido debía regirse por el reglamento francés en esa clase de construcciones, que establece las siguientes normas, en cuanto a la permanencia de los operarios dentro de la cámara:

Presión en atmósferas	Traba máxima de una cuadrilla	Tiempo mínimo de compresión	Descanso mínimo entre dos esclusamientos
hasta 2 atmósf.	7 horas	6 minutos	6 horas
» 3 »	4 »	18 »	8 »
» 4 »	3 »	23 »	9 »
» 5 »	1 »	30 »	9 »

La decompresión debe hacerse por etapas de presión, reduciendo cada vez la presión a la mitad y permaneciendo diez minutos en cada descenso de presión.

Permanencia en el interior.

8 horas para presiones efectivas inferiores a 2 kilos por c|m.²

7 horas para presiones efectivas entre 2 y 2½ kilos por c|m.²

6 horas para presiones efectivas entre 2,5 y 3 kilos por c|m.²

5 horas para presiones efectivas entre 3 y 3,5 kilos por c|m.²

4 horas para presiones efectivas entre 3,5 y 4 kilos por c|m.²

En las faenas del puente, hasta dos atmósferas, el trabajo durante un día de 24 horas, con tres cuadrillas, se distribuía de la siguiente manera:

A las 6 A. M. entraba la primera cuadrilla, hasta las 2 P. M.; a esa hora entraba la segunda, hasta las 10 P. M.; horas en que entraba la tercera, hasta las 6 A. M.; o sea 8 horas de permanencia de cada cuadrilla en el interior, incluso el tiempo de la compresión y decompresión.

Pasado 2 atmósferas, el trabajo se reducía a 5 horas.

El tiempo de la compresión y decompresión a 3 atmósferas, era de 30 minutos.

Todo operario, para ser admitido en las faenas del aire comprimido, debía previamente hacerse examinar por el médico de ciudad de Constitución, quien certificaba por escrito si el estado de salud y constitución física del interesado le permitían dedicarse a esa clase de trabajos.

Durante la construcción hubo que lamentar solo dos accidentes producidos por el aire comprimido: a uno de los dos inspectores fiscales que atendían el trabajo en el interior del cajón, después de trabajar durante un mes haciendo turno cada cuatro horas, día y noche, le sobrevino un ataque que lo mantuvo durante diez días en un estado de suma gravedad, pero sin resultado fatal; el otro accidente le ocurrió a un operario dentro de la misma cámara del anterior, después de trabajar durante seis horas a una presión de 2,3 kilos por c|m.² equivalente a una altura de agua de 23 metros; retirado inmediatamente de la cámara, perdió el conocimiento durante la decompresión, falleciendo a la media hora después de haberlo sacado al exterior.

HINCAMIENTO DEL CAJON (1—2)

Avance de los trabajos.—El empotramiento del machón (1—2) en el

terreno, comprende desde la cota 75,50 del fondo del lecho, hasta la cota 58,30 del cuchillo; o sea una altura de 17,20 mts.; mas el espesor de 1,00 m. dado a la capa anular de concreto que se agregó bajo el nivel del cuchillo, con motivo del ensanche de la base de asiento.

El trabajo se inició el 3 de Enero de 1912 con dos cuadrillas que se turnaban cada ocho horas en la forma siguiente: la primera entraba a las 6 A. M. hasta las 2 P. M.; hora en que era reemplazada por la segunda hasta las 10 P. M. Cada cuadrilla constaba con un cabo y dos huincheros.

Durante el mes de **Enero** trabajaron 22 días, con un promedio de 29 operarios, habiendo descendido el cajón 4,30 mts.

En el mes de **Febrero** trabajaron 24 operarios diarios durante 24 días y el cajón descendió 4,58 mts.

En **Marzo** hubo un promedio diario de 29 trabajadores durante 25 días, habiendo bajado el cajón 5,39 mts.

En **Abril**, con un promedio de 25 operarios durante 16 días el cajón descendió 2,93 mts. llegando a la cota 58,30 en que se acordó fijarlo definitivamente.

Avance diario con 14 horas de trabajo.—En 87 días, el cajón descendió 17,20 mts.; lo que da para el avance diario un promedio de **0,198** mts.

Jornales.—El jornal asignado al personal de la cuadrilla era el siguiente:

Un cabo	\$ 4,50
Un huinchero	4,20
Trabajador	4,00

Además, durante el tiempo que duró la hincadura, que fué de 87 días, trabajaron dos fogoneros en el motor de las compresoras de aire con un jornal de \$ 6,00 cada uno.

Avance diario.—En 87 días, con un trabajo de 14 horas diarias, el cajón descendió 17,20 mts., lo que da para el avance diario un promedio de 0,20 mts.

COSTO DEL HINCAMIENTO DEL CAJON (Sección 15 × 8 mts.)

2 cabos, jornal \$ 4,50 en 87 días	\$ 783.00	
4 huincheros, jornal \$ 4,20 en 87 días ...	1 461.00	
2 fogoneros, jornal \$ 6,00 en 87 días	1 044.00	
21 operarios, jornal \$ 4,00 en 87 días ...	7 308.00	10 596.60

Combustible—El motor, de 35 HP. consumía 2 Tns.

de carbón en 24 horas, o sea, 2,38 kgs. por caballo-hora; gasto total de carbón en 87 días de 16 horas, 116 toneladas, a \$ 60 da	6 960.00
Aceite, parafina, wyper, etc. . . (\$ 3,60 diarios)	313.20
Plataforma de servicio alrededor del machón, de pilotes	2 521.70
Gastos de transportes y anclaje del cajón	350.00
Transporte e instalación del motor	500.00
Arriendo y amortización del mismo	1 305.00
SUMA	21 706.50
Herramientas 1%	217.00
TOTAL	<u>\$ 21 923.50</u>

Costo del metro corrido de hincamiento.—Siendo el empotramiento del machón en el terreno de 17,20 mts., el costo por metro lineal correspondiente a

$$\frac{21\,923.50}{17,20} = \$ 1.275.14$$

Costo del metro cúbico de excavación.—El cubo total de excavación correspondiente al hincamiento de 17,20 mts., se obtiene multiplicando esa cifra por la sección de la base del cajón que es 106,25 m.², o sea: 17,20 × 106,25 = 1.827,50 m.³; y el precio del metro cúbico será,

$$\frac{21\,923.50}{1\,827,50} = \$ 12,00$$

FABRICACION Y COSTO DE LAS ALBAÑILERIAS

El concreto se fabricaba por partidas o mezcladas, sobre la base de una barrica de cemento de 170 kgs.

La medida de la arena y de la piedra se hacía por medio de un cajón sin fondo, de base cuadrada de un metro de lado y altura variable según la clase de concreto.

Para determinar la cantidad de arena que debía entrar en una mezclada

hecha con un barrica de cemento, se procedía de la manera siguiente: tomemos como ejemplo el caso del concreto N.º 4, cuya proporción es $1 \times 5 \times 10$; estimando la densidad volumétrica del cemento sin aplanamiento en 1,4 podemos formar la siguiente proporción: si 1 400 kgs. de cemento corresponden a 5 m^3 de arena, 170 kgs. a qué cubo corresponderán:

$$\frac{1400}{5} = \frac{170}{x} \times x = 0,607 \text{ m}^3$$

Ahora bien, como el cajón tiene por base 1 m^2 , el valor de X expresado en metros, representa la altura que debe tener el cajón para contener el volumen de arena correspondiente a un barril de cemento, en el caso del concreto N.º 4.

En consecuencia, una mezclada del concreto N.º 4 se componía de un barril de cemento, un cajón de arena y dos cajones de grava.

A continuación presentamos un cuadro que contiene la altura del cajón, el volumen resultante de cada mezclada y la cantidad de cemento que entra en cada m^3 de los diversos concretos, que se ha formado tomando como base los siguientes datos aplicables a la faena del puente.

Densidad del cemento, 3,1.

Densidad volumétrica, sin aplanamiento, 1,4.

Huecos de la arena, 40%.

Huecos de la grava, 37%.

Volumen que dan 1 000 kgs. de cemento con el agua del amasado y del fraguado, 800 litros.

N.º	Proporción	Materiales en una mezclada			altura del cajón	Cubo de una mezclada	Cemento en 1 M. ³
		cemento	arena	grava			
0	$1 \times 2 \times 4$	1 barril	m^3 0,243	m^3 0,486	m. 0,243	m^3 0,588	kgs. 289
1	$1 \times 2,5 \times 5$	» »	0,300	0,600	0,300	0,694	245
2	$1 \times 3 \times 6$	» »	0,364	0,728	0,364	0,823	206
3	$1 \times 4 \times 8$	» »	0,486	0,972	0,486	1,098	157
4	$1 \times 5 \times 10$	» »	0,607	1,214	0,607	1,372	124

A fin de indicar el procedimiento seguido en la determinación del volúmen de concreto que resulta de una mezclada, desarrollaremos el problema tomando como ejemplos los concretos N.º 1 y 4, cuya proporción es de $1 \times 2,5 \times 5$ y $1 \times 5 \times 10$ respectivamente; correspondiendo al primero un concreto impermeable y uno permeable al segundo, entendiéndose por concreto impermeable aquel en que el volumen que da el cemento con el agua necesaria es tal, que llena totalmente los huecos de la arena.

CONCRETO DE $1 \times 2,5 \times 5$

Cubo de una mezclada.—Una mezclada se compone de un barril de cemento de 170 kgs.: de un cajón de arena de 0,300 m³. y de dos cajones de grava de 0,600 m.³

Cemento 170 kilos. Arena 300 litros. Grava 600 litros.

Huecos de la grava = $600 \times 0,37 = 222$ lts.

Huecos de la arena = $300 \times 0,4 = 120$ lts.

Volumen que dan 170 kgs. de cemento con el agua = 136 lts.

Ahora bien, con los 136 lts. de volumen del cemento y agua se llenan los 120 lts. de hueco de la arena, y sobran 16 lts., que agregados a los 300 lts. de la arena suman 316 lts.; con estos 316 lts. se llenan los 222 lts. de huecos de la grava y sobran 94 lts. que agregados los 600 lts. de grava dan 694 lts. de volumen, que representan el cubo de una mezclada, o sea 0,694 m³

CONCRETO de $1 \times 5 \times 10$

Cubo de una mezclada.—Cemento 170 kilos. Arena 607 litros. Grava 1,214 lts.

Hueco de la grava = $1\ 214 \times 0,37 = 449$ lts.

Huecos de la arena = $607 \times 0,4 = 243$ lts.

Volumen de 170 kgs. de cemento con el agua = 136 lts.

Con los 136 lts. de volumen del cemento y agua no se llenan los 243 lts. de huecos de la arena, luego el volumen de la arena no se altera, queda fijo en 607 lts.; con estos 607 lts. se llenan los huecos de la grava que son 449 litros, y

sobran 158 lts. que agregados los 1 214 lts. de grava dan 1 372 lts. que representa el volumen de una mezclada.

Cantidad de cemento que entra en 1 m³. de concreto:

Una vez determinado el volumen de una mezclada, la cantidad de cemento que entra en 1 m³. de concreto la da la proporción siguiente, para el caso del concreto de $1 \times 5 \times 10$:

$$\frac{1\ 372}{170} = \frac{1}{x} \times = 124 \text{ kilos o sea } 88 \text{ litros}$$

BLOQUES DE ESCOLLERA Machón (1—2)

Los bloques eran cubos de un metro de lado, hechos con concreto N.º 4 compuesto de 1 parte de cemento, 5 partes de arena y 10 de ripio.

El peso de cada uno era aproximadamente de 2 400 kgs.

La faena y cancha para su fabricación se hallaba ubicada en la ribera Norte del río, a una distancia de unos trescientos metros, más o menos del machón (1—2) y a unos ciento veinte de la orilla del agua en épocas ordinarias.

La arena y el ripio se extraían del lecho del río en los alrededores de la faena.

Cada mezclada de concreto, como hemos dicho anteriormente, equivalía en volumen de concreto ejecutado a 1 372 m.³, y se formaba con un barril de cemento, un cajón de arena y dos de ripio.

Para la construcción de los bloques, el contratista disponía de 37 moldes o cajones de madera distribuidos en una cancha de nivel inferior al de la plataforma del terreno en que se hacía la mezcla de los materiales. Los bloques, antes de ser transportados a su destino, se mantenían en cancha durante un mes, a fin de aumentar su resistencia al transporte y al choque producido por el lanzamiento.

La faena se componía, por lo general de diez a doce hombres y un cabo. El rendimiento medio por día se estimaba en un bloque por cada operario, o sea 11 metros cúbicos en diez horas de trabajo.

El cabo tenía un sueldo mensual de \$ 250 y los operarios de \$ 3,00 a \$ 3.50 y hasta \$ 2,50 los encargados de arnear la arena y ripio.

Para su lanzamiento, los bloques se transportaban en un carrito de mano, sobre rieles, hasta la orilla del agua y de ahí por medio de una lancha se llevaban colgados a un cable de una cigüeña hasta el costado del machón. En ese trayecto, el bloque iba sumergido a fin de disminuir su peso y economizar fuerza.

En el transporte de los bloques trabajaban 14 hombres y un cabo; este último tenía un jornal de 4,50 y una gratificación de \$ 3,50 los días en que se lanzaran 20 bloques, que era el máximun que se podía obtener.

En la confección de un bloque entraban los siguientes materiales: cemento 124 kgs.; arena 0,440 m.³ ; y piedra 0,880.

El cemento puesto en Banco Arena costaba \$ 25 el barril de 170 kilos.

El importe de un cajón molde era el siguiente:

6 tablonos de 2" a \$ 3,00 \$ 18,00 cada uno.

4 abrazaderas de fierro a \$ 1,25 \$ 5,00 cada uno.

Mano de obra de un herrero en un día \$ 5,00

Mano de obra de un carpintero en un día \$ 5,00

Valor total \$ 33,00.

Siendo el número de bloques contratados un mil, y el número de moldes con que contaba la Empresa 37, el gasto de los moldes afectaba a un bloque en \$ 1,22.

PRECIO DE COSTO DE UN BLOQUE

Las faenas de las albañilerías de concreto del puente, incluso los bloques de defensa, desarrollaron su trabajo con muy poca uniformidad respecto de sus distintos gastos; de tal manera que el costo medio de un bloque o de un metro cúbico de concreto, calculado en diversas ocasiones, teniendo a la vista los pagos hechos por la Empresa en algunas partidas, difieren notablemente unos de otros.

Para constancia, anotaremos a continuación los gastos ocasionados por tres partidas de bloques fabricados y pagados separadamente, para deducir de ellas el promedio de los diferentes gastos y el costo medio de un bloque:

GASTOS DE FABRICACION Y LANZAMIENTO DE 125 BLOQUES

Pagado en operarios	\$ 200,10
Harneadura de la arena \$ 134,75	
Harneadura de la piedra \$ 185,60	320,35
Aarmadura y desarmadura de los moldes	75,75
88 barriles de cemento a \$ 25 cada uno	2 200,00
125 anillos o ganchos de fierro	168,75
Lanzamiento de 125 bloques	396,25
Estuco de los bloques	116,25
SUMA	\$ 3 477,45

$$\text{Costo medio} = \frac{3\,477,45}{125} = 27,82$$

GASTOS DE FABRICACION Y LANZAMIENTO DE 122 BLOQUES

Pagado en operarios	\$ 388,10
Harneadura y lavado de la arena \$ 69,75	
Harneadura y lavado de la piedra \$ <u>250,00</u>	319,75
Aarmadura y desarme de los moldes	215,00
Estuco de los bloques	61,00
95 barriles de cemento a \$ 25 cada uno	2 375,00
122 anillos a 1,35 cada uno	164,70
Lanzamiento de 122 bloques	258,64
 SUMA	 \$ 3 782,19

$$\text{Costo medio de un bloque} = \frac{3\,782,19}{122} = \$ 31,00$$

GASTOS DE FABRICACION Y LANZAMIENTO DE 58 BLOQUES

Pagado en operarios	\$ 162,10
Lanzamiento de 58 bloques	165,88
58 anillos o ganchos de fierro	78,30
Armadura y desarme de los moldes	87,00
Estuco de los bloques	54,00
Harneadura de la piedra y arena	130,00
49 barriles de cemento a \$ 25 cada uno	1 225,00
 SUMA	 \$ 1 902,28

$$\text{Costo medio de un bloque} = \frac{1\,902,28}{58} = \$ 32,79$$

PROMEDIO DE LOS GASTOS EN LAS TRES PARTIDAS

	PARTIDA A	PARTIDA B	PARTIDA C.
Pago de operarios	\$ 1,60	\$ 3,18	\$ 2,71
Cemento ..	kgs. 120	kgs. 132	kgs. 144
Arena	\$ 1,07	\$ 0,56	\$ 2,24 ar. y p.
Piedra...	1,48	2,05	
Lanzamiento	2,37	2,12	2,86
Armadura y desarme de moldes	1,48	1,76	1,50
Anillos de fierro	1,35	1,35	1,35
Estuco	0,92	0,50	0,93

COSTO MEDIO DE UN BLOQUE

132 kilos de cemento a \$ 0,15	\$ 19,80		
Arena, 0,440 m. ³ a \$ 1,84	0,81		
Piedra, 0,880 m. ³ a \$ 2,00	1,76	\$	22,37
Mano de obra			2,50
Gastos en molde			1,22
Armadura y desarme de los moldes			1,28
Anillo de fierro			1,35
Lanzamiento			2,72
Estuco			0,79
		\$	32,23
Gastos de herramientas 1%			0,32
TOTAL		\$	32,55

El precio de cada bloque, según lo estipulado en el contrato, era de \$ 32 oro de 18d; que al cambio de 11 peniques equivale a \$ 52,36.

ALBAÑILERIA DE CONCRETO

DETERMINACION DE SU COSTO APROXIMADO

Las diversas partidas de gastos que hay que considerar en la fabricación de los concretos: harneo y lavado de la piedra y arena; transporte en lancha de estos materiales; confección del concreto u obra de mano; cantidad de cemento empleado; picadura y lavado de la superficie del concreto al reempezar una albañilería interrumpida; moldes de madera y gastos de herramientas y de administración.

El ripio y la arena se extraían de la ribera norte del río, se puede decir del pie de la obra. En los últimos tiempos se aprovechó la arena del corte de maicillo del acceso Sur.

a).—Harneadura de la piedra y arena.

El valor aproximado de este gasto lo deduciremos del cuadro siguiente: en que la columna A contiene diversas partidas de concreto ejecutado, la B lo que pagó la Empresa en cada una de ellas por la preparación de la piedra y arena, y la C el precio medio de este gasto correspondiente a cada partida, por m.³ de concreto ejecutado.

	A Concreto ejecutado	B Pagado por harnear la pie- dra y arena	C Gosto medio de harneadura por m ³ de concreto
	M. ³	\$	\$
Machón 1—2	176,7	472,75	2,67
Machón 1—2	95	152	1,60
Bloques	58	130	2,24
Bloques	122	319,75	2,62
Bloques	125	320,35	2,55
	576,7	1 394,85	

$$\text{Costo medio de harneadura de piedra y arena} = \frac{1\,394,85}{576,7} = 2,41 \$$$

b).—Transporte en lancha de la piedra y arena

	Concreto ejecutado	Pagado por transporte de piedra y arena	Costo medio de transporte por m.3 de concreto
	M. ³	\$	\$
Cajón 1—2	176,7	286,30	1,62
Cajón 1—2	95	259,50	2,72
Estribo Sur	49,4	125	2,52
Estribo Sur	16,15	20,50	1,27
	337,25	691,30	

Costo medio de transporte piedra y arena por m.³ de concreto=

$$\frac{691,30}{337,25} = \$ 2,04$$

c).—Obra de mano.

Para apreciar el costo de la obra de mano del concreto, tomaremos el rendimiento de las faenas del machón (1—2) y del estribo Sur en la confección del concreto N.º 2 de 1 × 3 × 6, que se detallan en el cuadro siguiente:

Número de mezcleros	Mezcladas hechas por día
8	5
10	6
10	6
12	8
9	8
9	8
11	8
10	6

8	6
9	8
8	8
8	8
10	8
122	93

Cada mezclada de concreto N.º 2 equivalía a 0,95 m.³

$$\text{Rendimiento medio de un mezclero} = \frac{93 \times 0,95}{122} = 0,724 \text{ m.}^3$$

Jornal aproximado = \$ 3,80.

$$\text{Importe de la obra de 1 m.}^3 = \frac{3,80}{0,724} = \$ 5,25$$

Moldes de madera, lavado y picadura.—Los gastos de esta partida los hemos estimado prudencialmente a \$ 0,20 por m.³ de concreto, que en un total de 8 738 m.³ \$ hacen 1 748.

COSTO DE 1 M.³ DE CONCRETO DE 1 × 3 × 6

En machón (1—2) y estribo Sur. Sin gastos generales ni de administración.

Piedra y arena	\$ 2,41
Transporte en lancha	2,05
Molde, picadura, etc.	0,20
179 kilos de cemento a \$ 0,15	28,85
Obra de mano	5,25
	38,76
Herramientas 1%	0,39
TOTAL	\$ 39,15

CONCRETO DE $1 \times 4 \times 8$ AL AIRE LIBRE

En el estribo Sur.

Piedra y arena	\$ 2,41
Moldes, andamios, etc	0,20
Transporte en lancha	2,05
Obra de mano	5,25
157 kilos de cemento a \$ 0,15	23,55
	33,46
Herramientas 1%	0,34
TOTAL	33,80

CONCRETO DE $1 \times 5 \times 10$ AL AIRE LIBRE

En el machón (1—2)

Este concreto se empleó al aire libre dentro de la ataguía de la cara superior del cajón metálico hasta el nivel de aguas bajas.

Para determinar el costo de 1 m^3 debemos considerar los precios unitarios anteriores, y además la circunstancia de que una cuadrilla de veinte operarios hacían y colocaban en un día 10 mezclas de $1,37 \text{ m}^3$ cada una o sea $13,7 \text{ m}^3$ de concreto. El jornal medio podía estimarse en \$ 3,80.

El cubo total de este concreto colocado en el machón (1—2) fué de $1\,752 \text{ m}^3$.

Harneadura de la piedra y arena	\$ 2,41
Transporte en lancha	2,05
Obra de mano	5,54
Moldes andamios etc	0,20
132 kilos de cemento a \$ 0,15	19,80
Enmaderación de la ataguía $\frac{2\,000}{1\,752}$	1,14
	31,14
Herramientas 1%	0,31
TOTAL	31,45

CONCRETO DE $1 \times 2,5 \times 5$

Fué empleado en el levante de los machones y estribos con motivo del alza general del nivel del puente. El cubo total de este concreto en toda la obra ascendió a $69,20 \text{ m}^3$

Piedra y arena	\$ 2,41
Transporte en lancha	2,05
Obra de mano	5,25
245 kilos de cemento a \$ 0,15	36,75
Moldes de madera	0,20
	46,66
Herramientas 1%	0,47
TOTAL	47,13

CONCRETO DE $1 \times 4 \times 8$ BAJO PRESION

Este concreto se empleó en el ensanche de la base de asiento de los machones, dentro de la cámara del aire comprimido, en la forma indicada en la figura.

El total de concreto empleado en el cajón (1—2), que es el que nos sirve para calcular el costo, fué de 78 m^3 comprendiendo además igual número de m^3 de excavación, se contrató con la Empresa Constructora independientemente del contrato general del puente por la suma de £ 824, debiendo hacerse el pago en la forma siguiente: £ 421 se pagarían en dinero efectivo, y las 403 restantes se considerarían pagadas en cambio del cubo de albañilería y excavación que se economizó al detener la fundación del machón a una cota superior en un metro a la estipulada en el contrato.

El cubo de concreto economizado con la modificación apuntada ascendió a $106,25 \text{ m}^3$ y el cubo del ensanche, como hemos dicho anteriormente, comprendió 78 m^3 .

El trabajo se ejecutó por secciones u hoyos en número de veinte, con capacidad media de $3,9 \text{ m}^3$ cada uno. Se hacían por partidas alternadas diametralmente siguiendo el orden de la numeración que indica la figura a fin de evitar

un debilitamiento en la base de asiento del cuchillo que podría provocar una desnivelación del machón.

La obra quedó terminada en cuarenta días con un promedio de 15 operarios, 1 cabo y 2 fogoneros, y comprendió 78 m.³ de excavación y 78 m.³ de concreto

COSTO DE LA OBRA

Preparación de 104 m. ³ de piedra y arena a		
\$ 2,75	\$	286,00
Transporte en lancha: 104 × 2,05		213,20
Cemento, 157 ks. a 0,15 \$		1 836,90
Jornales:		
19 operarios a \$ 4	\$ 76	
1 cabo a 6	6	
2 fogoneros a 6	12	
	94 × 40 días .	\$ 3 760,00
Carbón (2 tons. en 24 horas)		3 000,00
Aceite, parafina, wyper, etc. (\$ 3,60 × 40) ..		144,00
Arriendo y amortización del motor		600,00
		9 840,10
Herramientas 1%		98,40
TOTAL	\$	10 938,50

El Fisco pagó por ese trabajo en la forma indicada mas arriba la suma de £ 824 que al cambio de 11d. son 17 978,18 \$.

CONCRETO DE 1 × 5 × 10 DENTRO DE LA CAMARA DE AIRE

El relleno total de la cámara comprendió 106 mezcladas de 1,37 m.³ cada una o sea un total de 145 m.³. El tiempo empleado en ejecutarlas fué de diez días, con un promedio de veinte operarios diarios, lo que da un rendimiento de 14,5 m.³ por día.

En la determinación de los gastos por m.³ de concreto que ha ocasionado el relleno de la cámara de aire comprimido del cajón (1—2), vamos a considerar, además, de las partidas comunes a todos los concretos, el valor de la plataforma de servicio construída sobre pilotes alrededor del machón, y el fondeo e hincamiento del cajón, cuyos costos aproximados, según cálculos anteriores, son los siguientes:

Plataforma de servicio	\$ 2 521,70
Fondeo del cajón	350,00
Hincamiento	21 923,50
	<u>\$ 24 795,20</u>

$$\text{Gasto por m}^3 = \frac{24\,795,20}{145} = \$ 171,00$$

En cuanto al costo de la obra de mano, la cuadrilla se componía como sigue:

20 operarios a \$ 4	\$ 80
1 cabo a \$ 6	6
2 fogoneros a \$ 6	12
	<u>\$ 98</u>

$$\text{Gasto por m}^3 = \frac{98}{14,5} = 6,75$$

COSTO DE 1 M.³

Plataforma de servicio, fondeo e hincamiento del cajón		\$ 171,00
Preparación de la piedra y arena	2,75	
Transporte en lancha	2,05	
132 kilos de cemento a \$ 0,15	19,80	
Obra de mano	6,75	
Carbón, aceite, parafina, etc	5,11	
Arriendo y amortización del motor	1,03	37,49
		<u>\$ 208,49</u>
Herramientas 1%		2,08
		<u>\$ 210,57</u>
TOTAL		<u><u>\$ 210,57</u></u>

El peso total del cajón (1—2) con su ataguía fué de 142 110 que al precio

de £ 25 estipulado en el contrato, dan un valor de 3 552,75 £ o sea, \$ 77 514,54 moneda corriente al cambio de 11 d., que pagó el Fisco al contratista.

Ahora bien, si suponemos por un momento, que la Casa Constructora haya obtenido una utilidad de un 15% sobre el valor recibido, tendremos como precio de costo del cajón y ataguía la suma de \$ 64 889,44 de 11 d. Esta suma dividida por 145 que representa el cubo total de concreto ejecutado dentro de la cámara, da un gasto correspondiente a un m.³ igual a \$ 447,51.

CONCRETO DE 1 × 2 × 4

Este concreto se empleó en el asiento de las vigas principales en reemplazo de las piedras talladas que consultaba el proyecto. El cubo total de este concreto fué de 16,70 m.³

Costo de 1 m.³

Preparación de la piedra y arena	\$ 2,41
Transporte en lancha	2,05
Obra de mano	5,25
289 kilos de cemento a \$ 0,15	43,35
	\$ 53,06
Herramientas 1%	0,53
TOTAL	53,59

Ahora, tomemos como base los precios unitarios de los concretos que dejamos apuntados y determinemos el precio medio único correspondiente a todos ellos, considerando el total de las albañilerías del puente a excepción del de 1 × 4 × 8 bajo aire comprimido empleado en el ensanche de la base de los machones, cuyo pago se hizo por separado y por contrato aparte incluso las excavaciones.

Clasificación de los concretos	Cubo total	Costo por m. ³	Producto
1 × 5 × 10 bajo presión	344,80	210,57	72 604,5360
1 × 5 × 10 al aire libre	4 784,17	31,45	150 462,1465
1 × 4 × 8	771,10	33,80	26 063,1800
1 × 3 × 6	2 752,15	39,15	107 746,6725
1 × 2,5 × 5	69,20	47,13	3 261,3960
1 × 2 × 4	16,70	53,59	894,9530
	8 738,12		361 032,8840

$$\text{Costo medio de 1 m.}^3 = \frac{361032,88}{8738,12} = \$ 41,32$$

Según el contrato, el Fisco abonó al contratista por cada m.³ de concreto la suma £ 2—12 s., que al cambio de 11 d son \$ 60 moneda corriente.

En vista de estos datos, y prescindiendo de los gastos generales y de administración que no hemos tomado en cuenta la utilidad de la Empresa en las albañilerías habría sido de un 45,20%.

Por otra parte, hay que considerar que los precios de costo de cada m.³ de concreto calculados, aparecen mas bien altos que bajos, desde el momento en que en todas las partidas hemos considerado el flete de lanchas, siendo que algunas albañilerías de la ribera Norte no han sido afectadas por ese gasto.

En la composición de los precios unitarios de bloques y albañilerías que acabamos de exponer, no figuran las partidas correspondientes a gastos generales y de administración, por falta de datos para poder apreciar siquiera aproximadamente varios de ellos durante los ocho años que duró la construcción. Entre esos gastos generales, hay algunos que deberían cargarse, en parte, y durante cierto tiempo, al puente sobre el Cholchol en Temuco contratado con la Casa constructora del Maule en la misma fecha y terminado en el plazo de años.

Los gastos generales y de administración a que nos referimos son los siguientes, clasificados en cuatro categorías:

a). Sueldos durante el tiempo de la construcción de los siguientes empleados: un abogado y un ingeniero representantes de la Empresa, un mayordomo general, un armador, mozos, serenos, etc.

b). Pasajes y fletes de materiales desde Europa y por los FF. CC. del Estado hasta Banco de Arena.

c). Dos esclusas y cañerías de fierro para el aire comprimido, dos compresoras de aire, un motor de 35 HP., balancines para el lanzamiento del puente, chicharras, «avant y arrier bec» diez gatas hidráulicas de cien toneladas, dos de cuatrocientas cincuenta que no sirvieron por defectuosas, bombas a vapor y a mano, una grúa a vapor, cigüeñas, plumas, tecles, dos martinets, uno de cuatrocientas y otro de setecientas toneladas, cables de acero y de manila, cadenas, línea y carros Decauville, zorros y carritos planos de empuje.

d). Dos casas de madera para empleados y oficina, una de ellas portátil, barracas para trabajadores, una bodega para los materiales, lanchas y botes de servicio etc. etc.

LANZAMIENTO DE LOS TRAMOS

El 10 de Mayo de 1911, fecha de la gran avenida del Maule que trajo como consecuencia el cambio de los tres últimos tramos del lado Sur, de 53 mts. de luz, por dos continuos de 81 metros, las faenas del puente se ocupaban en el lanzamiento de los cuatro primeros tramos, cuya posición el día del accidente era la que indica la fig. 3.

Además, dada la altura extraordinaria a que alcanzaron las aguas en la citada avenida, se acordó modificar el nivel general del puente aumentándolo en un metro sobre la cota consultada en el proyecto.

El lanzamiento de los cuatro tramos, hasta colocarlos en la posición que indica la figura 3, se llevó a cabo formando con ellos un solo cuerpo por medio de planchas de fierro apernadas a los montantes de los apoyos en toda su altura.

El levantamiento de un metro de los cuatro tramos así unidos, se hizo empleando ocho gatas hidráulicas con potencia de cien toneladas cada una, distribuidas de a dos en cada machón bajo la cabeza de las vigas. El trabajo se terminó en 15 días con un promedio diario de 15 operarios. Suponiendo un jornal medio de \$ 3,80 el levante de un metro habría importado \$ 855; lo que equivale a \$ 1,78 por tonelada levantada.

Para dar paso a los tramos continuos acordados con la modificación del proyecto, y que debían armarse en la ribera Norte, hubo que retirar los cuatro ya colocados en la posición indicada. Como trabajo previo para ejecutar esa operación por falta de un «arriere bec» en el movimiento de arrastre hacia atrás, se dividió en dos partes iguales la luz de los machones por medio de cepas de madera sobre pilotes clavados a martinete; operación que demandó bastante tiempo.

Para los efectos del lanzamiento hacia atrás, los cuatro tramos se dividieron en dos parejas de a dos, que se corrieron separadamente hasta dejarlos a continuación del estribo Norte modificado, desde donde se corrieron al costado de la línea, quedando una pareja al Oriente y la otra al Poniente sobre cepas de madera preparadas de antemano.

Marcha de la operación.—Con treinta operarios, que fué el promedio ocupado en toda la maniobra, el primer tramo doble de 240 toneladas de peso, se corrió 82 metros en dos días; y en dos días y medio de trasladó al costado de la línea. Este último trabajo se ejecutó con tres gatas de manilla de cremallera, distribuidas una en cada extremo del tramo doble y la otra en el centro.

La segunda pareja de tramos, de igual peso que la anterior, se trasladó 188 metros en dos y medio días, y en cuatro se colocó al costado de la línea.

Costo del trabajo.—El tiempo empleado en retirar los tramos fué de once días con un promedio de 30 operarios, y su costo aproximado con un jornal medio de \$ 3,80, habría sido de \$ 1 254; lo que da por tonelada y por metro de arrastre \$ 0,008, o sea 8 centavos por tonelada y por 10 mts.

ARMADURA DEL «AVANT BEC NUEVO»

Largo 31 mts.; peso 31 toneladas, o sea 1 tonelada por metro corrido.

Número de remaches empleados 5 200.

Para el lanzamiento de los tramos continuos hubo que aumentar el largo del «avant bec» de los tramos cortos agregándole un trozo nuevo de 31 metro de largo con un peso de 31 toneladas.

Costo de la armadura preliminar.—Esta operación que se hace antes de la remachadura, y que consiste en armar provisoriamente la ferretería con pernos, se terminó en 10 días con un promedio diario de 23 operarios. Su costo aproximado, suponiendo un jornal medio de \$ 3,80 fué de \$ 874,00.

Costo de la remachadura.—La remachadura se ejecutó en 4 días con un promedio diario de 16 individuos. Este trabajo se entregó por trato a una faena compuesta de cuatro cuadrillas de cuatro operarios cada una, abonándoles un jornal de \$ 5 por cada 150 remaches que colocara cada cuadrilla por día; además, se les ofreció una prima de \$ 500 si lo terminaban antes de ocho días. El resultado fué que obtuvieron la prima y se proporcionaron un jornal de \$ 10,85 cada uno.

El rendimiento del trabajo fué el siguiente: las cuatro cuadrillas colocaron 1 300 remaches por día, correspondiendo 325 a cada una. El trabajo se realizó en el mes de Febrero y se trabajaba desde las 5 y media A. M. hasta las 6 y media y 7 P. M. Es de advertir que las cuadrillas la componían remachadores de primera clase.

Costo total de la armadura:

Armadura preliminar	\$ 874,00
Remachadura	694,40
Prima	500,00
TOTAL	\$ 2 068,40

Costo por tonelada = \$ 66,72

Este cálculo se refiere simplemente a la obra de mano de la ferretería sin

considerar ningún otro gasto, como ser: descarga y acarreo del material desde los carros a la faena, andamiaje, gastos generales, etc.

TRAMOS CONTINUOS

Los tramos continuos se armaron sobre cepas de madera de 12" × 12" formadas por dos pilotes clavados a martinete y un cabezal, distanciadas de cinco en cinco metros en un largo de cincuenta. Vigas longitudinales de madera apoyadas sobre los cabezales y sobre castillos de durmientes armados entre las cepas formaban la plataforma de servicio.

Por no disponer del espacio suficiente los tramos continuos se armaron y se lanzaron por parcialidades.

COSTO DE LA ARMADURA DE LOS PRIMEROS 50 M. DE TRAMO 190 TNS.

Como en el caso anterior, determinaremos el costo aproximado de la armadura preliminar y remachadura del primer trozo de los tramos continuos sin considerar ningún otro gasto.

La armadura se ejecutó en 11 días con un promedio diario de 18 trabajadores con un jornal medio de \$ 3,80; y la remachadura en 11 días con un promedio de 16 operarios con jornal de \$ 5.

Valor de ambos trabajos:

Armadura preliminar	\$ 752,40
Remachadura.....	880,00
TOTAL	\$ 1 632,40

$$\text{Costo por tonelada} = \frac{1632,40}{190} = \$ 8,59$$

LANZAMIENTO DE LOS 50 MTS. DE PUENTE. PESO = 190 T.

Costo aproximado.—Con un «avant bec» de 49 metros de largo se inició el lanzamiento de los primeros cincuenta metros de los tramos continuos, partiendo de la posición que indica la figura.

En dos días y con un promedio de 28 individuos se corrieron 86 mts. de puente; que era el trabajo por ejecutar.

El lanzamiento se empezó a las 8½ A. M. con dos pares de palancas, colocados uno en el estribo nuevo y el otro en el antiguo.

En veinte minutos se habían corrido 2,40 mts.

Admitiendo un jornal medio de \$ 3,80, el trabajo de los 28 operarios durante dos días habría importado \$ 212,80.

El costo por tonelada y por metro corrido habría sido de:

$$\frac{212,80}{190 \times 86} = \$ 0,012 \text{ o sea } 12 \text{ centavos por } 10 \text{ m.}$$

Hay que advertir que el primer día del lanzamiento se interrumpió el arrastre durante un hora, ocupada en arreglar los polines colocados sobre uno de los caballetes centrales de los tramos; y además, el trabajo se suspendió a las cinco P. M. del mismo día por un accidente ocurrido a uno de los operarios.

ARMADURA DE LOS DOS TRAMOS CONTINUOS Y «AVANT BEC» NUEVO

Peso de los dos tramos . .	620 Tns.
Peso del «Avant bec»...	31 »

Vamos a determinar el costo total de la armadura de los dos tramos y «avant bec» nuevo, tomando en cuenta los gastos de la obra de mano de las diferentes partidas que se relacionaron con dicho trabajo, y que son: construcción de cepas con pilotes clavados a martinete, caballetes de madera, descarga de la ferretería y su acarreo al pie de la obra, gastos de herrería, armadura y remachadura del «avant bec» y los dos tramos.

La obra se inició con la construcción de andamios el 2 de Septiembre de 1913 y quedó totalmente terminada el 15 de Octubre de 1914.

Se trabajó durante 266 días con un promedio diario de 16½ operarios, o sea un total de 4 389 individuos.

El detalle del tiempo y número de trabajadores empleados se indica en cuadro siguiente:

		Días trabajados en el mes	Operarios en el mes
1913	Septiembre	17	146
	Octubre	25	143
	Noviembre	24	182
	Diciembre	25	161
1914	Enero	18	149
	Febrero	17	476
	Marzo	24	700
	Abril	17	399
	Mayo	19	459
	Junio	17	351
	Julio	10	250
	Agosto	20	447
	Septiembre	20	415
	Octubre	13	111
TOTALES		266 días	4 389 operarios

Según estos datos el promedio diario fué de $16\frac{1}{2}$ individuos.

Costo total de la armadura.—Suponiendo un jornal medio de \$ 4,00 y el cubo de la madera empleada en los andamios y plataformas de servicio en 69 M.³, según cálculos aproximados, el costo total de la armadura de los tramos continuos habría sido el siguiente:

Valor de la obra de mano $4\ 389 \times 4$	\$ 16 678,00
Madera de andamios (cepas, pilotes, etc.)	
69 m. ³ a \$ 50 el m. ³	3 450,00
Ferretería	200,00
TOTAL	\$ 20 328,00

Costo por tonelada = \$ 31,00

LANZAMIENTO DE LOS 162 MTS. DE TRAMOS CONTINUOS

Largo de los dos tramos 162 mts.; peso 620 tns.

Largo total del «avant bec» 49 mts.' peso 49 tns.

Para dar una idea del lanzamiento de los grandes tramos, una vez completada su armadura, anotaremos el trabajo ejecutado en las tres ocasiones distintas siguientes:

A). En la tarde del 2 de Octubre de 1915, con 60 hombres y seis pares de palancas distribuídas de a dos en cada uno de los machones 4—5 y 6 se corrieron 25 metros. Cada movimiento de palanca con un diente de chicharra daba un avance de 0,10 m.

B). El 5 de Octubre, el lanzamiento empezó a las 7¾ A. M. con 100 hombres, y tres pares de palancas distribuídas en los machones 3—4 y 5, y a las 11 A. M. se habían corrido 14 metros; en la tarde el avance fué de 19 mts., haciendo en el día un total de 33 mts.

C). El día 6 se continuó el lanzamiento con 80 individuos distribuídos en cuatro pares de palancas un par en machón 3, dos en el 4 y uno en el 5. Hasta las 12, hora en que se suspendió el trabajo, se corrieron 29 mts.

Resumen del lanzamiento:

1.º día	60 hombres en	½ día	25 mts.
2.º día	100 »	1 »	33 »
3.º día	80 »	½ »	29 »
Totales	240	2	87

Costo del lanzamiento de los 87 mts. suponiendo un jornal medio de \$ 3,80 : $240 \times 3,80 \times 2 = \$ 1\ 824$

Costo por tonelada y por metro corrido:

$$\frac{1824}{87 \times 620} = \$ 0,033$$

FLETE POR FERROCARRIL

El flete por los Ferrocarriles del Estado de la ferretería del puente desde Talcahuano hasta Banco de Arena importaba, término medio, \$ 18,30 por tonelada.

PILOTAJE

Daremos algunos datos sobre pilotaje indicando la marcha de los trabajos en la construcción del caballete entre los machones 3 y 4.

Las cepas, como puede verse en la planta de la figura se componían de dos grupos de cuatro pilotes cada uno y de cuatro laterales que servían para amarrar los tirantes o contravientos.

En el sitio de su ubicación, la altura del agua en la baja marea era 3 metros, y de 4,40 m. en las aguas altas.

Los pilotes eran vigas de roble de 12" por 12" por 10 metros de largo; llevaban un azuche de fierro en la punta, y durante el clavado, el extremo superior se protegía contra los golpes del martillo por un anillo metálico.

El martinete empleado pesaba 400 kilos y se instaló sobre dos lanchas trabadas por travesaños de madera, ancladas al fondo del río y amarradas con cables de acero a los machones contiguos.

En el clavado de pilotes se ocupaba una cuadrilla de seis operarios y colocaban, término medio, un pilote al día, enterrado 2,50 mts.

El tiempo empleado en remolcar un pilote desde la ribera e izarlo al martinete era de media hora.

Detalle del clavado de los pilotes 1—2—3—4—5 y 6.

N.º 1.—70 golpes; caída 2,00 m. enterrado 2,50 m; rechazo 15 m m.

N.º 2.—128 golpes; caída 2,50 m. enterrado 2,50 m rechazo 10 m m.

N.º 3.—113 golpes; caída 2,50 m. enterrado 2,45 m. rechazo 5 m m.

N.º 4.—105 golpes, caída 2,50 m. enterrado 2,50 m.; rechazo 10 m m.

N.º 5.—120 golpes; caída 2,50 m. enterrado 2,45 m.; rechazo 5 m m.

N.º 6.—100 golpes; caída 2,50 m. enterrado 2,45 m.; rechazo 10 m m.

Costo del clavado de un metro de pilote.—Si una cuadrilla de seis operarios con un jornal medio de \$ 3,80 coloca en un día un pilote enterrado 2,50 m. el costo por metro de pilote enterrado será \$ 9,12.

ESTUCO

La dósís del mortero empleado en el estuco de los machones y estribos se componía de una parte de cemento por dos de arena, con un espesor de 3 centímetros.

La arena, extraída de la ribera del río al pie de la obra era de grano fino, cuyos huecos podían estimarse en un 50%.

En el estuco de la parte superior del machón N.º 5 $\times$ 2 operarios hicieron en una ocasión 50 m.² en 17 días con 8 barriles de cemento; lo que da por m.² de estuco un gasto de 27,2 kilos de aglomerante. Por resultar esta última cifra

casi exactamente igual a la que da el cálculo, de acuerdo con las experiencias recomendadas por algunos textos, indicaremos en la página siguiente el desarrollo del problema, que da para la cantidad de cemento en un m.² de estuco 26,7 kilos.

La obra de mano de los 50 m.² de estuco, suponiendo un jornal de \$ 3,80 habría importado \$ 129,20 y el valor correspondiente a 1 m.² \$ 2,58.

El cemento se pagaba en Banco Arena a razón de \$ 25 el barril de 170 kilos.

Costo de 1 m.² de estuco:

Obra de mano	\$ 2,58
27 kilos de cemento a \$ 0,15	4,05
	\$ 6,63
Gastos de herramientas	0,07
TOTAL	\$ 6,70

El precio de 1 m.² de estuco abonado según contrato era de 2 chelines, que al cambio de 11 d son \$ 2,18.

PROBLEMA

Determinar cuántos kilos de cemento entran en un metro cuadrado de estuco de 3 centímetros de espesor con mezcla de 1×3 .

La arena empleada es la llamada fina que da un 50% de huecos.

La densidad del cemento se tomó igual a 3,1.

Siendo la dósís de la mezcla de 1×2 supondremos, para el caso, un mortero fabricado con un m.³ de cemento y dos m.³ de arena y determinaremos el volumen que darán estos materiales con el agua del fraguado y del amasado.

El cubo de los huecos de los dos m.³ de arena, siendo el 50% equivale a 1 000 litros.

Primeramente determinaremos el volumen correspondiente a mil kilos de cemento, sacándolo de la fórmula general $V = \frac{P}{D}$ que dice que el volumen es igual al peso dividido por la densidad, luego:

Volumen equivalente a 1 000 kilos de cemento $V = \frac{1\ 000}{3,1} = 323$ litros.

A este volumen hay que agregar el volumen del agua del fraguado y del amasado empleada en la confección del mortero.

El agua del fraguado, según algunas experiencias conocidas se puede estimar en 250 litros por mil kilos de cemento, y la del amasado en un 25% del peso del mismo; por consiguiente el volumen que dan 1 000 kilos de cemento con el agua necesaria será $323 + 250 + 0,25 \times 1\,000 = 823$ lts. o sea **800** lts. en número redondo.

Ahora bien, si 1 000 kilos de cemento, con el agua de la mezcla dan 800 litros de volumen, 1 m^3 . de cemento o sea 3 100 kilos, qué volumen darán? de la proporción $\frac{1\,000}{800} = \frac{3\,100}{x}$ sacamos $x = 2\,480$ lts. que representa el volumen dado por 1 m^3 de cemento mezclado con el agua.

Estos 2 480 litros sirven para llenar los mil litros de huecos de los dos m^3 . de arena y sobran 1 480 lts. que agregados a los dos m^3 de arena dan un volumen de 3 480 litros, cantidad que representa el volumen de mortero formado con 1 m^3 de cemento y 2 de arena.

De este resultado, por una simple proporción, deduciremos la cantidad de kilos de cemento que entran en 1 m^3 de mortero: si en 3 480 litros de mortero entran 3 100 kilos de cemento, en 1 000 litros de mortero o sea en 1 m^3 , ¿cuántos kilos de cemento entrarán?

$$\frac{3480}{3100} = \frac{1000}{X} \quad X = 890 \text{ kilos de cemento en } 1\text{ m}^3 \text{ de mortero.}$$

Finalmente, los kilos de cemento que entran en 1 m^2 . de estuco de 3 centímetros de espesor y cuyo cubo es 30 litros, se obtendrá de la proporción siguiente: si en 1 m^3 . de mortero, o sea en 1 000 litros, entran 890 kilos de cemento, en 30 litros de mortero cuántos kilos de cemento entrarán?:

$$\frac{1000}{890} = \frac{30}{X} \quad X = 26,7 \text{ kilos de cemento en } 1\text{ m}^2.$$

de estuco, que era lo que se buscaba.

PRUEBAS DE RESISTENCIA DEL PUENTE

Las pruebas provisorias de resistencia del puente tuvieron lugar el 19 de Diciembre de 1915, el mismo día de su inauguración oficial; quedando desde esa fecha entregado al tráfico ferroviario.

El convoy de prueba se formó con dos locomotoras, cuatro carros cargados con rieles y un carro bodega, que representaban un peso total de 185 toneladas.

Las pruebas fueron estáticas y dinámicas. En las primeras, la flecha mayor de las vigas correspondió a las de los tramos continuos de 81 metros, y alcanzó a 25 milímetros.

En las dinámicas, la mayor flecha se produjo en los mismos tramos, y llegó a 33 milímetros.

El tren de prueba recorrió el puente con una velocidad superior a 50 kilómetros por hora.

Una vez retirados los trenes de prueba, las vigas volvieron a su nivel primitivo, no quedando en consecuencia, ninguna flecha permanente.

Este resultado, que se consideró mas que satisfactorio, dejó de manifiesto la bondad de la construcción.

El precio de costo por metro corrido de puente ascendió á \$ 2517,60 oro de 18 d.

PUENTE «MAULE»

CUBICACION GENERAL.—(Infraestructura)

PUENTE MAULE EN BANCO ARENA

803

Designación de las obras	Relleno de excavaciones	Excavaciones bajo presión	Excavaciones al aire libre	1×5×10 bajo presión	1×5×10 al aire libre	1×4×8 bajo presión	1×4×8 al aire libre	1×3×6 en elevación	1×25×51 levante de machones	1×2×4 asiento de vigas	Estucos	Maderas
	M. ³	M. ³	M. ³	M. ³	M. ³	M. ³	M. ³	M. ³	M. ³	M. ³	M. ²	M. ³
Estribo S			151.27							1.30	457.79	
Pila (1—2)		1 905.50		145.00	1 752.00	78.00	421.14	217.00		2.82	251.95	
Pila N.º 3		845.95		54.70	602.33	49.48		275.00	17.30		186.04	
Pila N.º 4		734.45		47.10	634.44	40.68		187.00	17.30		186.04	
Pila N.º 5		788.36		47.10	688.70	40.68		158.00	17.30		162.04	
Estribo N. antiguo	1 115.—	594.66	1 770.00	49.90	884.70	39.49		482.00	17.30		79.60	21.352
Estribo N. nuevo			407.40				349.96	337.67		1.30	128.66	
Machón perdido					222.00							
TOTALES	1 115.—	4 868.92	1 928.67	344.80	4 784.17	248.33	771.10	2 752.15	69.20	16.70	1 452.12	21.352