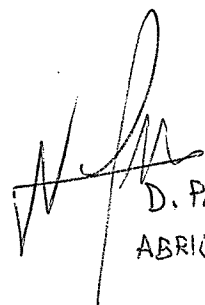


REFUERZO
DE
PUENTES METÁLICOS

LOA 8602
01

REFUERZO


D. PL. FCN
ABRIL 82'

DE

PUENTES METALICOS

EN LOS FF. CC. DEL E. (CHILE)

POR

JULIO TAPIA CABEZAS

INGENIERO CIVIL. JEFE DE CALCULO DE PUENTES DE LOS
FF. CC. DEL E. (CHILE). PROFESOR DE LOS CURSOS DE
FUNDACIONES Y PUENTES Y DE ESTABILIDAD DE LAS
CONSTRUCCIONES DE LA UNIVERSIDAD DE CHILE.

SANTIAGO DE CHILE
Talleres Gráficos de los Ferrocarriles
del Estado
1945

INDICE

	<u>Página</u>
CAPITULO I	
Objeto de este trabajo	5
Necesidad de reforzar los puentes	6
Bases de cálculo	7
Fatigas máximas admisibles	8
Ríos y puentes	12
Características de los tramos metálicos	13
CAPITULO II	
Refuerzo de puentes desde 1918	14
Refuerzo del viaducto del Malleco	17
CAPITULO III	
Clasificación de los refuerzos	20
Características de los diferentes sistemas de refuerzo	20
Método de estudio de los proyectos de refuerzo	22
Refuerzos provisorios	22
CAPITULO IV	
Refuerzo de tableros	24
Método de cálculo	27
Cálculo del refuerzo del tablero del puente Llolelhue N.º 2	29
CAPITULO V	
Refuerzos directos	31
CAPITULO VI	
Refuerzo tipo A	34
Refuerzo tipo B	35
Refuerzo tipo C	37

	<u>Página</u>
CAPITULO VII	
Refuerzo tipo D	39
Secciones del tercer cordón	42
Peso del refuerzo	42
Método de cálculo	44
Cálculo del refuerzo de los tramos del puente Ñuble con un tercer cordón superior	46
CAPITULO VIII	
Ensamblés	58
Contravientos	61
Aplicación del refuerzo tipo D a tramos continuos	62
Cálculo del refuerzo del puente Chimbarongo ; tramos separados; tramos continuos	63
CAPITULO IX	
Refuerzo tipo E	81
Refuerzo puente Quino ; líneas de influencia de los momentos en las pilas	85
CAPITULO X	
Refuerzo tipo F	99
Refuerzo tipo G	103

CAPITULO I

OBJETO DE ESTE TRABAJO

El trabajo de refuerzo de puentes en Chile comenzó a tomar importancia en 1918, con motivo de la adquisición de las locomotoras "Mikado". (Ver lámina 1).

Al principio sólo se estudiaron tipos de refuerzos sencillos y fáciles de ejecutar, debido a que había que colocarlos bajo tráfico. La falta de literatura técnica sobre esta materia no permitía justificar proyectos que no hubieran sido consagrados por la práctica; pero la necesidad apremiante de resolver casos que no admitían esa clase de soluciones obligó a los ingenieros proyectistas a idear otros métodos de refuerzos, al principio con timidez y más tarde con mayor audacia, a medida que se experimentaban sus buenos resultados.

Para estos ingenieros se creó una planta especial que les permitía dedicarse sólo a esta clase de trabajos. Por desgracia, como después predominara el concepto errado de que este personal se podía improvisar, por economía se dejó sin efecto esa planta, lo que produjo el alejamiento de los ingenieros especializados. El personal que vino después tuvo que recorrer en gran parte el mismo camino que había seguido el anterior.

Fué una economía mal entendida; se olvidó que la Empresa había tenido que pagar el año 1916 \$ 800.000.00 * por un proyecto de refuerzo; que el año 1923 sus ingenieros especialistas le estudiaron una nueva solución a este mismo problema con un costo igual a la cuarta parte de esa suma y que realizado este mismo proyecto produjo una economía de \$ 8.700.00 respecto del primero. No se tomó en cuenta que en el refuerzo de los viaductos Colo y Traiguén se gastó 110% más material que el necesario por haberse aceptado un proyecto de refuerzo mal concebido.

La experiencia es de capital importancia en esta clase de trabajos. Si hoy día tuviéramos que proyectar el refuerzo de algunos de nuestros puentes como el Maule, Ñuble, Laja, Bío-Bío, Cautín o Toltén, lo haríamos en otra forma y con el ahorro de muchos miles de pesos. Hubo puentes a los cuales se les cambió la superestructura por creer erradamente que no podían reforzarse, lo que habría evitado un gasto cuantioso.

El trabajo de reforzar puentes no ha terminado, ha aumentado con los años, debido a que cada vez se adquieren equipos más pesados y se incorporan nuevas líneas a la red de la Empresa.

En el año 1919 se creía que no se pasaría de ejes de 20 toneladas; en la actualidad tenemos de 25. Hemos reforzado sólo el 44% de nuestros puentes y a varios de éstos hay que proyectarles ya un nuevo refuerzo.

* Moneda actual.—1944.

Es conveniente, entonces, reunir y clasificar los datos y tratar de conservar la experiencia que se ha obtenido en 25 años de trabajos en esta materia para que sirva en el futuro.

En los primeros capítulos de este estudio se ha tratado de dar las características de lo que es el problema del refuerzo de puentes dentro de la Empresa, para entrar después a clasificar los diferentes sistemas usados dando sus condiciones principales. Después se estudian, separadamente, los principales tipos de refuerzo con sus respectivos ejemplos.

El porqué se ha limitado este estudio a los puentes metálicos se debe a que éstos son el 89% del total que hay en la Red. Es muy difícil fijar el costo total de estos puentes; pero es conveniente hacerlo para dar una idea de su importancia. La variabilidad del valor de nuestra moneda, del costo de los materiales y del precio de la obra de mano nos permite sólo dar cifras de un valor temporal. Si suponemos a \$ 7.00 el Kg. de tramo metálico colocado, la renovación de todos nuestros puentes costaría 350 millones de pesos. Este sería el valor sólo de las superestructuras metálicas. El costo total de los puentes metálicos mayores de 10 m. de luz podría estimarse en 750 millones de pesos.

NECESIDAD DE REFORZAR LOS PUENTES

El problema del refuerzo de los puentes es una consecuencia del aumento constante del peso del equipo. Al comienzo del presente siglo las locomotoras más pesadas que circulaban en nuestras líneas tenían ejes de 14,3 Tons. En 1919 se adquirieron locomotoras "Mikado" de 15,9 Tons. por eje. En 1939 se llegó a ejes de 17 Tons.; en 1936 a 20,6 Tons. y en 1941 a 25 Tons. que corresponde a las locomotoras "Montaña 110".

Como a medida que aumenta el peso de las locomotoras también crece su longitud, su peso por metro corrido generalmente no sigue la misma proporción de aumento que la del peso de los ejes.

En la lámina 1 hay un esquema de las locomotoras más pesadas, en servicio desde 1903.

Se ve que el peso de los ejes ha aumentado en 70%; en cambio, el peso como carga uniformemente repartida correspondiente a estas locomotoras ha variado sólo en 46%.

El peso de los ejes influye principalmente como cargas concentradas en los tramos de pequeña luz y en los tableros. Para determinar la verdadera influencia que ha tenido el aumento del peso de la carga móvil, ya que la distribución de las cargas concentradas, o sea de los ejes, ha sido completamente variable, en la sollicitación de los puentes, habría que calcularlo para determinada luz.

En los gráficos de la lámina 2 se ve la influencia que ha tenido la variación del equipo en la sollicitación de una viga de 4 y de otra de 20 m. de luz. En la de 4 m. el momento máximo ha aumentado en 113% y en una de 20 m. en 104%. Podemos decir que, como término medio, para diferentes luces, el aumento ha sido de 100%.

La mayor parte de nuestros puentes fueron construídos antes de 1903 y para cargas inferiores a las que se alcanzó en esta fecha, es decir, que ya

entonces tenían un recargo en su sollicitación y, por lo tanto, en su fatiga. Así, en el caso del Malleco, construido en 1890 para una carga uniformemente repartida de 3600 Kgs./m. c. tenía ya un exceso de fatiga para el equipo que había en 1903 y por eso el recargo para el tráfico actual no sería de 100%, sino que llegaría a 133%.

El material usado en algunos de nuestros puentes fué bastante deficiente. Ensayos hechos con probetas obtenidas del puente Maule dieron como límite de ruptura 25,7 Kgs./mm² y 22,8 de elasticidad. Con el material del puente Laja se obtuvo 31,4 y 21,2, respectivamente.

El aumento de peso de la carga rodante es un factor decisivo que obliga a reforzar los puentes o a renovarlos si no admiten refuerzo, o si dada la mala calidad del material no conviene hacerlo.

BASES DE CALCULO

Como base de cálculo para nuestros puentes, en el siglo pasado se tuvo el tren tipo de 1877 que se cambió el año 1903 por otro de ejes más pesados. (Ver lámina 3). Parece que esta base no se tomó muy en cuenta. La mayoría de nuestros puentes metálicos fueron calculados y construidos por la compañía francesa Schneider y Cía. del Creuzot. Las bases que se tomaron para estos cálculos no guardan relación ninguna, ni con su fecha de construcción ni con la ubicación del puente. Hubo en ellos una anarquía completa.

A continuación damos una lista, por orden cronológico, de las bases tomadas en el cálculo de los puentes, de las cuales tenemos datos:

BASE DE CALCULO DE ALGUNOS PUENTES CONSTRUIDOS ANTES DE 1903

NOMBRE	Luz máx. de tramo m.	Año de construc- ción	Base de cálculo Kg/m. c. de tramo
MAULE	60,00	1888	4000
MALLECO	70,00	1890	3600
PAINE	27,90	1890	4000
DAMAS	50,00	1895	4000
LIPINGÜE	39,00	1895	4500
DEMAIHUE	15,30	1895	5500
QUEPE	68,40	1896	4000
TOLTEN	50,00	1896	4000
COLLILELFU	53,70	1896	4000
PELAL	29,00	1897	4700
HUILQUILCO	19,20	1897	4900
PICHI-QUEPE	14,30	1897	5800
QUINCO N.º 1	39,00	1899	5600

En esta lista podemos ver casos como el de los puentes Huilquileo y Pelal, construidos el mismo año y situados en la misma línea, a 3,2 Km. de distancia y, sin embargo, fueron calculados con base distinta.

En el año 1895 se construyó el puente Lipingüe para una carga uniformemente repartida de 4500 Kgs./m. c. de tramo y un año después, 1896, se hizo el puente Toltén, situado 138 Km. más al norte, con más probabilidades por lo tanto de que aumentara el peso del equipo, con una base de cálculo de 4000 Kgs./m. c., es decir, 11% menor que la anterior.

En 1907, por Decreto Supremo, se aceptó un pliego de condiciones para el cálculo de los puentes metálicos de los Ferrocarriles del Estado que fijaba un tren tipo de 16 Tons. por eje de locomotoras, 5 ejes a 1,40 m. de distancia. Este es el tren A que se usó hasta 1918. (Ver lámina 3).

Las locomotoras "Mikado" y los carros de carga "PQ" de 64 Tons., aumentados después a 72 Tons., sobrepasaron las solicitudes del tren A; se adoptó, entonces, el tren B igual al A más un aumento de 25% en el peso de sus ejes.

En 1930, ante la posibilidad de adquirir locomotoras de ejes de 20 Tons. se aceptó como base de cálculo el tren C igual al A más 50% de aumento, es decir, con ejes de 24 Tons. Se acordó que los refuerzos y los puentes nuevos se calcularan con este tren C para los puentes entre Santiago y Temuco y los ramales más importantes y con el tren B los de Temuco a Puerto Montt y ramales

En la lámina 3 hay un gráfico con los momentos producidos por los diferentes trenes tipo en tramos de 5 a 75 m. de luz. Se ha intercalado la curva correspondiente a un tren formado por dos locomotoras 110 y carros "PQ" de 72 Tons. Se ve que a pesar de que estas locomotoras tienen ejes de 25 Tons., los momentos que producen se mantienen entre los del tren B y el C.

Es difícil ya por algún tiempo que se adquieran locomotoras de ejes de más de 25 Tons., así es que el tren C queda bien como base de cálculo, ya que deja margen para un aumento futuro.

FATIGAS MAXIMAS ADMISIBLES

En cuanto a las fatigas máximas admisibles que se aceptaron para el cálculo de nuestros puentes, hubo en ellas igual anarquía que la que hemos visto en la elección de los trenes bases de cálculo.

Antes del año 1907, año en que se aceptó el Pliego de Condiciones a que nos hemos referido anteriormente, no hubo un criterio fijo en cuanto a las fatigas límites a que debía hacerse trabajar el material metálico. Los puentes hechos en Chile se calcularon, al parecer, con 6,5 Kgs./mm². El material era deficiente. La Compañía del Creuzot aceptó fatigas límites diferentes, según los puentes, a pesar de que el material empleado tenía las mismas características. A continuación, están los datos de algunos puentes y la comparación con la fatiga límite que debía haberse aceptado según el pliego de 1907.

FATIGAS MAXIMAS

N O M B R E	Luz del tramo m.	A Fatiga máx. Kgs./mm ²	B Fatiga adm. Pliego 1907 Kgs./mm ²	% aumento de B respecto de A
Pichi-Quepe	14,30	8,15	7,05	— 13,5
Huilquileo	19,20	7,90	8,30	+ 5,0
Calle-Calle	60,00	8,66	9,20	+ 6,2
Lipingüe	39,00	9,10	8,94	— 1,7
Demaihue	15,30	8,70	8,10	— 6,9
Damas	50,00	9,44	9,16	— 3,0

El Pliego de 1907 fijó las fatigas límites en función de la luz de las vigas por la fórmula:

$$R = 10 \left(\frac{11 + l}{14 + l} \right)^2 \quad \text{y} \quad 8 \left(\frac{11 + l}{14 + l} \right)^2 \quad (*)$$

para el acero y el fierro respectivamente, iba incluido el efecto dinámico. Para el cizalle aceptaba 0,8 R y 2 R para el aplastamiento.

En 1930 se aceptó como fatiga límite 14 Kgs./mm² para el acero corriente y se tomaron en cuenta los factores dinámicos en el coeficiente φ que multiplica la sollicitación de la carga rodante.

El esfuerzo total es entonces:

$$F_t = F_p + \varphi \cdot F_m$$

o sea, esfuerzo total igual al esfuerzo producido por el peso propio más el de la carga rodante multiplicado por el coeficiente φ .

En la lámina 4 se ve la ventaja que hubo en aceptar esta modificación. Se acordó también que los puentes cuyas fatigas para el tráfico efectivo pasaran de 14 Kgs./mm² deberían reforzarse y si subían de 18 Kgs./mm² deberían tomarse medidas inmediatas, como el restringir la velocidad para disminuir el coeficiente φ o hacer refuerzos provisorios, o ambas cosas a la vez.

(*) l en m. y R en Kg./mm².

A continuación, damos los coeficientes φ y las fatigas aceptadas.

COEFICIENTE DE DINAMICIDAD			
EN LOS SIGUIENTES CASOS:			
LUCES	Con rieles directamente o con planchas de apo- yo en los largueros, travesaños o vigas principales	Con durmientes en los largueros o vigas prin- cipales	Con tablero lleno
Mts.	$\varphi = 1,2 + \frac{17}{l + 28}$	$\varphi = 1,19 + \frac{21}{l + 46}$	$\varphi = 1,11 + \frac{56}{l + 144}$
0	1,80	1,65	1,50
1	1,79	1,64	1,50
2	1,77	1,63	1,49
3	1,75	1,62	1,49
4	1,73	1,61	1,49
5	1,71	1,60	1,49
6	1,70	1,59	1,48
7	1,69	1,59	1,48
8	1,67	1,58	1,48
9	1,66	1,57	1,48
10	1,65	1,57	1,47
20	1,55	1,51	1,45
30	1,49	1,47	1,43
40	1,45	1,43	1,41
50	1,42	1,41	1,40
60	1,39
70	1,37
80	1,36
90	1,35
100	1,34
110	1,33
120	1,32
130	1,31
140	1,30
150	1,30

FATIGAS ADMISIBLES			
1	2	3	4
Material	Límite de estiramiento término medio	Fatigas admisibles de tracción y flexión para el tablero y vigas maestras solicitadas por los	
	σ_s Kgs./cm ²	ESFUERZOS PRINCIPALES (carga permanente, rodante, fuerza centrífuga, cambios de temperatura) σ adm. en Kgs./cm ²	ESFUERZOS PRINCIPALES, VIENTO Y ESFUERZOS ADICIONALES (a los últimos pertenecen frenaje, choques laterales, frotamiento en los apoyos, desplome en los estribos y sentamiento en los machones) σ adm. en Kgs./cm ²
A) Puentes nuevos			
Acero dulce St. 37 .	2400	1400	1600
Acero de alta calidad St. 48	3120	3120 1400 ————— = 1820 2400	3120 1600 ————— = 2080 2400
Acero de alta calidad St. 52	3600	3600 1400 ————— = 2100 2400	3600 1600 ————— = 2400 2400
B) Puentes existentes			
Fierro soldado y acero dulce . . .	2200	1400	1600
Remaches y pernos St. 34 y St. 44, St. 38 y St. 52		Fatigas admisibles al cizalle $\tau = 0,8 \sigma$ adm.	Fatigas admisibles al aplastamiento $\sigma_{ap} = 2 \sigma$ adm.
Nota. — Las fatigas admisibles al cizalle τ adm. son iguales a 0,8 σ adm. de la tabla.			

RIOS Y PUENTES

La red ferroviaria se divide en Red Norte y Red Sur. La primera comprende la línea de Calera a Pueblo Hundido y ramales, con una longitud de 1672 kilómetros de 1,00 m. de trocha. La segunda se extiende de Santiago a Puerto Montt, Valparaíso y ramales, con 3144 kilómetros y las siguientes trochas:

Trocha 1,68 m.	2692 Kms.
„ 1,00 m.	223 „
„ 0,60 m.	229 „

La Red Sur se encuentra a lo largo del valle central y atraviesa los ríos que nacen en la cordillera de los Andes.

Los ríos desde el norte hasta el Bío-Bío se clasifican como ríos torrenciales, es decir, tienen un caudal variable, grandes creces en la época de las lluvias y de los deshielos, y períodos de sequía. Causa extrañeza ver puentes de gran longitud para ríos con tan poca agua; pero en los períodos de creces no sólo se cubre el lecho, sino que sube el agua hasta las vigas.

Uno de los peligros de las creces son las socavaciones de los estribos y machones que pueden llegar a producir el hundimiento del puente como ocurrió en el Talagante sobre el río Mapocho y en el Teno N.º 1.

No sólo varía el caudal de estos ríos, sino a veces también su lecho. El año 1920 el río Achibueno cortó la línea antes del estribo Norte y dejó en seco su lecho anterior.

El problema de la defensa de la vía es de suma importancia. Algunos ríos se han dividido en dos brazos y amenazan continuamente la línea comprendida entre ellos, como pasa con los Teno y los Lircay; en otros casos el río tiende a irse por los brazos de descarga, como ocurre con el Maule que se carga hacia el Vertientes, situado un poco al sur.

Los principales puentes ferroviarios sobre ríos torrenciales son los del Maipo, Cachapoal, Tinguiririca, Teno N.os 1 y 2, Lontué, Lircay, Maule y Ñuble. El Teno y el Lontué forman el Mataquito, atravesado el primero por la línea del ramal a Licantén.

Al sur del Bío-Bío los ríos son de caudal constante y lecho fijo, aunque algunos como el Cautín tienen fuertes variaciones; hoy día corre en parte paralelo al eje del puente. Todos ellos nacen de lagos o los atraviesan en su curso superior.

Las creces afectan también a estos ríos, especialmente en la época de las lluvias. Se producen grandes inundaciones; pero las socavaciones no son un peligro, tal como en los ríos torrenciales. Mientras más al sur, los ríos son más tranquilos y caudalosos. Los principales puentes están sobre los ríos Laja, Bío-Bío, Cautín, Toltén, Calle-Calle, Bueno, Pilmaiquén, Rahue, Maullín y Chol-Chol, en el ramal a Carahue.

Entre Collipulli y Temuco hay una serie de viaductos, tales como el Malleco, Quino, Salto y Quíllem; igualmente al sur de Osorno, donde están el Sagllúe y el Zarcas.

Cerca de Santiago los viaductos más importantes son el Cucharas y el Claro.

CARACTERISTICAS DE LOS TRAMOS METALICOS

Hay en la red ferroviaria 29.771 metros de puentes mayores, es decir, de más de 10 metros de luz, lo que corresponde a 6,16 metros de puente por kilómetro de vía. A continuación, están clasificados según su material y vemos que el 89% son metálicos. No se ha tomado en cuenta el ferrocarril de Ancud a Castro, en la isla de Chiloé.

PUENTES MAYORES DE 10 M. DE LUZ

MATERIAL	Longitud en m.	Porcentaje
Metálico	26.328	89,0
Concreto armado	2.862	10,0
Albañilería ladrillos	429	1,0
„ piedras	15
Madera	137
TOTAL	29.771

Gran parte de nuestros puentes metálicos fueron hechos por la compañía francesa Schneider y Cía. del Creuzot y por eso tienen iguales características. Enrejados dobles o cuádruples, cabezas compuestas de sección T, diagonales de perfiles U, remachaduras de unión de las diagonales al alma de las cabezas abundantes, lo que ha favorecido su refuerzo; goussets en los tableros de poco espesor, 7 mm.; contravientos con diagonales de perfiles T; material a veces quebradizo con límites de elasticidad entre 28 y 34 Kgs./mm² y carga de ruptura entre 38 y 45.

En el año 1926 se comenzó el refuerzo de los puentes de Temuco al Sur; todos eran del Creuzot. Se hizo primero una verificación para el tráfico que sufrían. En los que se encontró fatigas de 18 Kgs./mm², que en algunos llegaron a 28, se restringió la velocidad a la vuelta de la rueda para disminuir el coeficiente dinámico. Por desgracia, esta medida no se cumplió fielmente y pronto aparecieron grietas en las cabezas en los puentes Toltén y Huauquilpo y en las cabezas y en algunos travesaños en el puente Llollehue N.º 2. Al paso de un pescante pesado se cortaron las cantoneras inferiores y el alma en un travesaño de los puentes Río Bueno N.º 1 y Pilmaiquén N.º 1.

Los puentes hechos en Chile en el siglo pasado, como el Maule, Ñuble y Laja son de material malo. En el Maule, como mínimo de límite de elasticidad, se llegó a 22,8 Kgs./mm² y 25,7 de ruptura. En el Ñuble a 22 y 29 y en el Laja, 21,2 y 31,4 respectivamente.

CAPITULO II

REFUERZO DE PUENTES DESDE 1918

Al hablar del trabajo de refuerzo de puentes, nos vamos a referir sólo al período en que éste tomó importancia y se comenzó a buscar formas de hacerlo más económico y con mejor resultado, no sólo en cuanto a sus proyectos, sino también a su ejecución hecha no ya por particulares, sino por talleres de la Empresa.

En realidad, el problema de reforzar puentes siempre se presenta en las líneas férreas antiguas y su mayor o menor intensidad depende de la situación económica. Si hay dinero y el costo del material es bajo, vale más cambiar los tramos que reforzarlos; pero, al contrario, si a la escasez de fondos se junta la carestía del material, conviene el refuerzo.

Nuestra Empresa, en general, ha tenido una situación económica estrecha, lo que ha obligado a estudiar cuidadosamente estos problemas con el objeto de gastar el minimum posible.

Cuando el material metálico estuvo a precios bajos, llegó a valer menos de \$ 0,25 el Kg., se cambiaron los tramos de varios puentes; pero cuando estos precios subieron enormemente, hasta alcanzar a \$ 3.00 el Kg., si se le podía obtener en Estados Unidos y hasta \$ 9.30 en Corral (período de la 2.^a guerra mundial), hubo que tratar de aprovechar todo lo existente, aun llegar a conservar puentes viejos de material menos que regular, aceptando fatigas bajas, ya que su renovación implicaba un gasto que no se podía hacer.

El precio de \$ 3.00 por Kg. va a cambiar muy poco después de la guerra por la fuerte desvalorización que ha tenido nuestra moneda; por eso en este período de pobreza que se ve venir habrá que seguir ingeniándose en buscar las soluciones más económicas para resolver los problemas que tenemos.

El refuerzo de puentes vino a tomar importancia en 1918, cuando se adquirieron las primeras locomotoras Mikado. Hubo que estudiar primero la línea a Valparaíso. Los ríos y esteros cruzados por esta vía son de carácter torrencial; su lecho está casi seco en verano; los proyectos fueron todos muy sencillos; se colocaron cepas intermedias de rieles, es decir, fueron soluciones de carácter provisional; sólo algunos puentes, como el Mapocho, fueron reforzados directamente.

Después se presentó el problema de hacer pasar estas locomotoras de Santiago a Talca. En este sector hay puentes importantes como el Maipo, Tinguiririca, Lontué, etc., que por suerte eran relativamente nuevos y habían sido calculados para el tren tipo A (ejes de 16 Tons.) por lo que resistían el aumento de peso del equipo. Algunos de los puentes débiles fueron reforzados, como los Lircay y Antivero, y a otros se les cambiaron los tramos metálicos por otros nuevos, Teno N.º 1 y N.º 2 y Tinguiririca N.º 1.

La necesidad cada vez mayor de aumentar el poder de tracción obligó a la Empresa a comprar nuevas locomotoras más pesadas y desplazar hacia el

sur, sector Talca - San Rosendo y después San Rosendo - Temuco las locomotoras que antes corrían de Santiago a Talca. Hubo que estudiar, entonces, los puentes de estos sectores, donde se encontraron problemas de muy difícil solución dentro de la capacidad económica disponible. Como ejemplo vamos a citar el caso del puente Maule.

El puente sobre el río Maule estaba formado por dos series de 4 tramos continuos de 60-50-50 y 60 metros de luz cada uno; en total, 440 metros de largo; era de vía inferior de material malo y muy débil. No había posibilidad de reforzarlo directamente y además era angosto, tenía 4,00 metros libres, cuando el galibo exige como minimum 4,20 m. No había más posibilidad que ir a un puente nuevo, ya que la infraestructura también era conveniente rehacerla o en último caso, sólo cambiar los tramos; pero no era sólo el Maule, eran muchos puentes en los que había que trabajar y el dinero no alcanzaba para soluciones de esta clase.

Después de varios estudios se llegó a la conclusión de transformar el puente en una especie de puente colgante colocándole una cadena con tensión, de tal manera que producía en la viga, por intermedio de las barras de suspensión, esfuerzos hacia arriba que anulaban el efecto del peso propio. La tensión se daba por medio de contrapesos colocados en los estribos.

Esta solución dió margen a muchas críticas; en realidad era muy audaz y no había experiencia ninguna que justificara su resultado. Al fin se aceptó sólo en el carácter de provisional, fijándosele 10 años de duración. Los gastos se financiaban de más en este tiempo con las economías que se producían con el nuevo equipo de locomotoras.

El puente sobre el río Ñuble, 10 tramos metálicos de 50 metros cada uno, estaba en una situación parecida; no había posibilidad de reforzarlo directamente y además la poca altura de la viga hacía que se produjera al paso de los trenes una flecha mayor que la admisible. Se vió la conveniencia de darle la misma solución que al Maule. En ambos puentes hubo que reforzar directamente el tablero. La única variación que se hizo en el Ñuble fué en cuanto a la calidad del material de la cadena que se había proyectado de plats de acero St. 37 para el Maule y se tomó St. 52 para el Ñuble, con objeto de disminuir la sección de la cadena.

En los demás puentes se usaron los sistemas corrientes de refuerzos, es decir, refuerzos directos o agregar cepas intermedias; sólo hubo dos excepciones: el paso inferior Uno Norte de Talca y los puentes Diguillín e Itata.

Al primero, que se componía de un tramo apoyado en cepas de rieles, se le quitaron éstas y se transformaron las vigas que eran de alma llena, en pórticos rígidos con rótulas en los apoyos.

Los segundos estaban formados por tramos metálicos de 39 metros de luz de vía superior con bastante altura sobre el lecho del río. El refuerzo proyectado consistió en colocar un arco parabólico en forma de un tercer cordón inferior, al cual se le iba a dar tensión inicial calentándolo hasta conseguir una dilatación correspondiente al esfuerzo deseado. El trabajo del refuerzo no quedó bien hecho y, sobre todo, no se pudo precisar el valor de la tensión inicial. Los inconvenientes que se constataron hicieron que se resolviera abandonar esta clase de solución.

En 1927 se resolvió establecer en Temuco un taller en que se pudiera preparar el material metálico y sólo ejecutar en el terreno los trabajos indispensables para su colocación. Esta resolución tuvo gran influencia en el trabajo de refuerzos. Como había la seguridad de que los trabajos se harían cuidadosamente por un personal especializado en esta clase de obras, se pudo pensar en soluciones más audaces que se habían desechado por el grave peligro que presentaba su ejecución bajo tráfico, sin interrumpirlo.

En un estudio que se hizo en 1927 sobre el estado de los puentes del sector Temuco - Puerto Montt, se llegó a la conclusión de que había que reforzar la mayor parte de ellos, algunos con urgencia, y que era necesario reemplazar por otros definitivos varios puentes de madera, llamados pilotajes, por ser vigas de este material apoyadas sobre pilotes en forma de cepas, también de madera.

Los tramos que había que reforzar, algunos de 70 metros de luz, no admitían refuerzo directo por ser demasiado débiles, ni era económico ni conveniente colocarles apoyos intermedios dadas las características de los ríos de esta región. El primer estudio que se hizo fué el del puente Quepe, un tramo metálico de 68,40 metros de luz teórica, muy débil y sobre un río caudaloso. Se pensó en aplicar la solución dada al Diguillín, que en este caso había que colocar como tercer cordón superior, pues la altura alcanzada por las aguas máximas impedía ponerlo hacia abajo. Se creyó, primero, poder darle tensión inicial apoyándose en una cepa provisoria, intermedia, de madera; pero después se vieron las dificultades que había para hacerlo, su elevado costo y sobre todo la imposibilidad de precisar exactamente el valor de la tensión que se producía. Después de un detenido estudio se vió que la solución estaba en no darle tensión inicial y hacer que el arco de refuerzo sólo trabajara al paso de la carga rodante. Esto obligaba a reforzar directamente algunas diagonales; pero era un refuerzo sencillo, generalmente para el flambaje, y su costo, muy inferior al de la cepa intermedia.

Esta solución dió un espléndido resultado, de tal manera que se usó en todos los tramos en que se podía colocar, ya sea como un tercer cordón superior o inferior. Su aplicación se limitó a los tramos simplemente apoyados y se estimó que no era un refuerzo económico para tramos continuos.

Sobre el refuerzo del puente Malleco hablaremos más adelante; del estudio de la solución que se le dió a este problema nació la idea de un tipo de refuerzo para vigas continuas que consiste en colocar arcos parabólicos superiores invertidos, con su punto más alto a plomo de los apoyos intermedios. Se consiguió así dar a la viga en los apoyos intermedios un momento de inercia varias veces superior al de la parte central, lo que produce un corrimiento de los puntos fijos que se traduce en un aumento de los momentos negativos con la consiguiente disminución de los positivos. Se trataba de evitar la colocación de cepas intermedias en los tramos extremos, como se hizo en el Malleco y reducir el refuerzo de las cabezas de las vigas a un minimum tal que pudiera colocarse sin necesidad de descoser las remachaduras principales.

Esta solución se usó por primera vez, con buen resultado, en los puentes sobre los ríos Bueno y Pilmaiquén y después en el puente Llollehue N.º 2.

Igualmente se reforzaron los viaductos Quino, Salto y Quíllem, en el sector Victoria - Temuco. Con ciertas variaciones se aplicó al caso del puente Achibueno, puente formado por tramos simplemente apoyados.

El refuerzo de los puentes Cautín y Toltén presentó serias dificultades, sobre todo el primero, debido a la diversidad de tramos y sistemas que lo formaban. Para ambos se llegó a la conclusión de colocarles cadenas como los del Maule y Ñuble, pero simplificando sus dispositivos, como ser, suprimiendo un contrapeso y colocando en su lugar un anclaje. También se colocó cadena al puente Bío-Bío, pero suprimiéndole los contrapesos y dándole tensión permanente con el peso propio de los tramos extremos.

La compra de las locomotoras 110 de ejes de 25 Tons. ha obligado a reforzar los puentes que no se habían modificado en el sector Santiago - Talca; se han presentado nuevos problemas que se han solucionado con los sistemas ya usados o modificándolos tratando de perfeccionarlos; así se ha visto la conveniencia de estudiar el uso del refuerzo del tercer cordón en vigas continuas, comparándolo con el sistema recomendado para estas vigas.

REFUERZO DEL VIADUCTO DEL MALLECO

De nuestras obras de ingeniería, una de las más importantes y conocida es el viaducto sobre el río Malleco, situado en el kilómetro 589.892 de la línea central. Se compone de cinco tramos metálicos continuos de 70 metros de luz cada uno, apoyados sobre estribos de albañilería de piedra y sobre cuatro pilas metálicas intermedias. El riel está 103 metros sobre el lecho del río. Los estribos prolongan el puente con dos bóvedas de acceso en la parte norte y una al sur.

Fué construído por la compañía francesa Schneider Kreuzot y calculado para resistir una sobrecarga continua de 3,6 toneladas por metro corrido de puente; se entregó al tráfico el año 1890. Treinta años después de su construcción se había tejido alrededor de su mal estado una verdadera leyenda. Se decía que al paso de los trenes caía una lluvia de pernos y remaches y aun se llegó a publicar que una compañía cinematográfica yanqui tenía apostado un observador para tomar una película cuando el puente se hundiera al paso de un tren...

La discusión sobre la forma en que se podía reforzar el viaducto duró cerca de trece años. Se propusieron y estudiaron siete soluciones distintas, hasta adoptar en 1923 una nueva solución ideada y calculada por los ingenieros de puentes del Departamento de la Vía, dirigidos por el ingeniero don Jorge Ewerbeck.

En 1910 se presentó un informe sobre el estado del viaducto firmado por el ingeniero don Francisco Mardones. En él se hacía ver la necesidad de reforzar el puente debido al aumento de fatigas que se producían por el mayor peso del equipo y a que ya se notaba como síntoma de deterioración el aflojamiento de remaches, de los que había habido que cambiar 15.000 en dos años. Recomendaba que el proyecto de refuerzo lo estudiaran los ingenieros de la Empresa o se pidieran propuestas públicas para su estudio y ejecución.

A fines del mismo año el señor Mardones volvió a insistir sobre la necesidad de un pronto refuerzo; en un nuevo informe dice:

a) "Que el trabajo teórico del metal para los trenes que circulan actualmente por el viaducto, aun suponiéndolo como carga estática, excede al que origina la sobrecarga con que fué calculado el puente en más de la tolerancia generalmente admitida".

Daba un aumento de 46% y se admitía hasta un 30%.

b) "Que se han manifestado ya en el puente algunos desperfectos que han exigido el réemplazo de un gran número de remaches y de algunas piezas aisladas".

En 1909 se cambiaron 11.000 remaches.

En vista de estos informes se resolvió encomendar el estudio del refuerzo a Schneider y Cía. del Creuzot. Se puso como condición principal que el refuerzo debía hacerse bajo tráfico.

El Creuzot propuso tres soluciones:

- 1) Refuerzo directo.
- 2) Agregar una tercera viga en el eje longitudinal del puente y reforzar las pilas.
- 3) Colocar cinco pilas intermedias, dividiendo el puente en 10 tramos de 35 metros de luz cada uno.

No se recomendaba la primera solución; se le encontraban dificultades que se consideraban insalvables; se prefería la segunda que exigía 1205 toneladas de material metálico nuevo. La tercera, que era la mejor, en cuanto al aumento de resistencia que daba al puente, tenía el grave defecto de destruir la belleza del viaducto, lo que no podía aceptarse.

El señor Mardones informó desechando las tres soluciones y propuso una cuarta solución que consistía en reforzar directamente las pilas y cambiar los tramos colocando los nuevos encima y bajándolos después de retirar los actuales; o también haciendo los nuevos de vía inferior y peraltando las pilas y la línea.

La solución propuesta tenía el inconveniente de exigir la suspensión del tráfico por 25 a 30 días y era más cara que la segunda; pero si se tomaba en cuenta el costo de los 350 metros de puente metálico que iban a quedar disponibles, se llegaba a la conclusión de que era económica y la más conveniente.

En 1913 se entregó a Schneider el anteproyecto de la cuarta solución para que hiciera el estudio completo y sus planos correspondientes. Se aceptaba la colocación de tramos de vía inferior peraltando las pilas en siete metros.

Mientras se esperaba el resultado de este estudio, el Departamento de Obras Nuevas de la Dirección General propuso otras tres soluciones que vinieron a ser las quinta, sexta y séptima. Eran las siguientes:

5.^a) Retirar las dos pilas centrales y colocar un arco metálico de 180 metros de luz y pilas intermedias a los tramos extremos;

6.^a) Pilas intermedias que dividían las luces de 70 metros en 2 de a 20 y 24 metros.

7.^a) Transformar la viga actual en cantilever.

La quinta solución era sin duda la más audaz y aumentaba la belleza del viaducto, pero enormemente cara. La sexta era, en realidad, una variante de la tercera propuesta por el Creuzot y tenía el mismo defecto. La séptima fué la que más se acercó a la solución definitiva.

A mediados de 1914 el Creuzot entregó el estudio y los planos correspondientes a la cuarta solución; cobró por este trabajo 3.000.00 libras esterlinas. El Consejo de la Empresa acordó pagarle 2.000.00, o sea, \$ 800.000.00 de nuestra actual moneda. La guerra europea impidió la ejecución de este proyecto.

En 1919 la firma norteamericana Wadellson Corporation propuso hacer el estudio y planos del refuerzo del viaducto por la suma de 8.000.00 dólares, o sea, \$ 640.000.00 actuales.

El Consejo de la Empresa rechazó esta oferta, en vista del informe presentado por el Departamento de Vía y Obras que decía que los ingenieros especialistas en puentes de dicha oficina habían llegado a una nueva solución cuyo estudio y planos costaría a la Empresa \$ 12.000.00 moneda corriente (año 1919) lo que representaba una economía de más o menos \$ 400.000.00 actuales.

En 1923 el Departamento de Vía y Obras dió a conocer la nueva solución con planos y presupuesto terminados. Era la siguiente:

- 1) Reforzar las vigas actuales transformándolas en vigas de momento de inercia variable, agregándole hacia abajo triángulos metálicos enrejados con su vértice a plomo de los apoyos intermedios, (lámina 5);
- 2) Reforzar las pilas agregándoles dos pilastras;
- 3) Agregar pilas intermedias en los tramos extremos;
- 4) Reforzar el tablero con tirantes y pendolones.

El refuerzo se calculaba para resistir el tren tipo B, ejes de 20 toneladas. Esta solución, calculando los costos a los precios actuales, economizaba respecto de la 4.^a, por cuyo estudio se pagaron \$ 800.000.00, la suma de \$ 8.500.000.00. En la 4.^a solución se gastaban 1962 Tons. de material nuevo; en la última, 750 Tons. Hay que tomar en cuenta sí, que la primera dejaba 350 metros de tramos disponibles

Aceptada esta nueva solución, o sea la octava, se pidieron propuestas públicas para su ejecución. Le tocó a Schneider Creuzot hacer este trabajo; lo inició a fines de 1923, sin interrumpir el tráfico durante su desarrollo. La recepción definitiva se hizo en Mayo de 1926.

CAPITULO III

CLASIFICACION DE LOS REFUERZOS

Los refuerzos, tanto de las vigas como de los tableros, se dividen en directos e indirectos.

Los refuerzos directos consisten en aumentar el material resistente de las piezas que sufren fatigas superiores a las admisibles. En los indirectos se disminuyen los excesos de fatiga, cambiando los sistemas de apoyo o variando las estructuras por medio de nuevas piezas que se agregan a las vigas primitivas.

Los refuerzos indirectos se clasifican en nueve grupos. Ver lámina 6.

A.—Se agregan apoyos intermedios;

B.—Se unen dos o más tramos para transformarlos de simplemente apoyados en continuos;

C.—Se agrega una tercera viga;

D.—Tramos simplemente apoyados a cuyas vigas se les agrega un tercer cordón con o sin tensión inicial;

E.—Tramos continuos a cuyas vigas se les agrega un tercer cordón en las zonas adyacentes a los apoyos intermedios;

F.—Refuerzos con cadenas con tensión independiente de los tramos;

G.—Refuerzos con cadenas solidarias a las vigas;

H.—Refuerzos en que las vigas se transforman en marcos rígidos;

I.—Se agregan tornapuntas a las cabezas inferiores de las vigas.

CARACTERISTICAS DE LOS DIFERENTES SISTEMAS DE REFUERZO

Al hablar de refuerzos nos referiremos siempre a refuerzos que hay que ejecutar bajo tráfico, sin producir su interrupción.

La manera más sencilla de reforzar un puente es hacerlo directamente, es decir, agregarle material a las partes en que se producen fatigas superiores a las admisibles.

En cuanto al consumo del material metálico, es el más económico, pero el más caro respecto a la obra de mano. No se debe aplicar cuando hay que cortar remachaduras vitales o cuando hay que aumentar excesivamente las suelas de las cabezas o cordones.

De los sistemas de refuerzos indirectos, el primero es el A. Tiene la desventaja de ser antiestético; la altura de la viga queda desproporcionada respecto de su luz; se puede aplicar cuando las fundaciones de las cepas o machones intermedios son fáciles de hacer.

El tipo B es sencillo y fácil de ejecutar; se puede aplicar siempre que los tramos no necesiten gran cantidad de refuerzo.

El tipo C es antieconómico; el material de refuerzo queda mal aprovechado; sólo se debe usar en casos de absoluta necesidad. Estas observaciones se refieren sólo a puentes de simple vía.

El refuerzo tipo D es el más conveniente para el caso de tramos simplemente apoyados. Tiene la ventaja de que la mayor parte del trabajo de confección del refuerzo se hace en el taller y de que su armadura y colocación no son difíciles para un personal experimentado. El arco o tercer cordón conviene calcularlo para que resista sólo la carga rodante y se coloca entonces sin tensión inicial. Exige menos material el cordón inferior que el superior; éste tiene el inconveniente de que trabaja a la compresión y hay peligro de flambaje. Para evitarlo se tratará siempre de contraventar los arcos. No se recomienda proyectar un tercer cordón con tensión inicial.

Otra de las grandes ventajas que tiene este sistema de refuerzo es la gran rigidez que les da a las vigas, que muchas veces producían flechas excesivas antes del refuerzo.

Para el caso de tramos continuos, debe estudiarse la posibilidad de cortarlos y reforzar sus vigas como simplemente apoyadas. Si esto no se puede hacer, se estudiará la aplicación del tercer cordón a las vigas continuas.

El tipo E se aplica al caso de vigas continuas; pero no deben unirse tramos simplemente apoyados para usarlo; en esta forma no es económico. Es el refuerzo más aplicado al caso de tramos continuos, si el ancho del puente lo permite. Como el anterior, tiene la ventaja de poder confeccionar en el taller la mayor parte del refuerzo y el inconveniente de exigir mucho material y de que el cálculo de las diagonales de la zona reforzada es prácticamente indeterminado.

El límite de su aplicación está en que el refuerzo directo de las cabezas de los tramos extremos cumpla con las condiciones fijadas para este sistema; es decir, que para colocarlo no haya necesidad de cortar remachaduras vitales y de no aumentar desproporcionadamente el material de las suelas. No se debe aceptar la colocación de cepas intermedias en los tramos extremos.

El tipo F no se recomienda en ninguna forma; tiene el grave inconveniente de que la efectividad del refuerzo dependa de un mecanismo independiente de los tramos que da tensión a la cadena y que puede fallar fácilmente. Su conservación exige una estricta vigilancia. Se puede aceptar su uso sólo en el caso de un refuerzo provisional por un tiempo limitado y aun así hay que evitar su aplicación, pues existe la tendencia a olvidar esta condición y dejar como definitivo lo que se proyectó como transitorio.

El refuerzo tipo G es sólo una variante del tipo F'. Se suprime el mecanismo exterior para dar la tensión a la cadena, lo que se consigue haciendo actuar el peso propio de los tramos extremos que se unen a las suelas de la cadena. El esfuerzo producido, o sea la tensión constante tiene, en realidad, un valor incierto. Este sistema de refuerzo no es recomendable y sólo debe emplearse ante la imposibilidad de adoptar los sistemas anteriores, excepto el F. Si se aplicase a tramos simplemente apoyados, es preferible unir éstos previamente.

La aplicación del tipo H se presenta muy rara vez y más que todo en caso de pasos superiores. En cuanto al tipo I, su aprovechamiento se limita a

puentes de un solo tramo y de gran altura sobre el lecho. Es a veces más económico que el D; pero deben tomarse muy en cuenta los efectos de dilatación producidos por los cambios de temperatura.

METODO DE ESTUDIO DE LOS PROYECTOS DE REFUERZO

El primer trabajo consiste en hacer una verificación detallada de los tramos con el tren de cálculo para el cual se va a reforzar el puente. Con los valores de las fatigas obtenidos se deducirán los porcentajes de aumento de material que necesitan las diferentes partes del tablero y del enrejado de las vigas. Deben considerarse especialmente las remachaduras de los ensambles de las diagonales a las cabezas.

Con estos datos se verá primero la posibilidad de un refuerzo directo dentro de los límites ya especificados. Debe considerarse si las condiciones del puente permiten apoyar los travesaños, de tal manera que las vigas no trabajen al paso de la carga rodante.

Si el refuerzo directo no se puede usar y se trata de un solo tramo, debe irse a la aplicación del tipo D, o a veces el I. Si son varios tramos simplemente apoyados y no se necesita mucho material, puede aplicarse el tipo B y si no resultara, ir al D. Para casos de tramos continuos debe estudiarse si se pueden separar y colocar el refuerzo D; si no, estudiar comparativamente el D y el E.

Cuando las condiciones de los tramos por reforzar no permiten la aplicación de los tipos B, D, E o I; hay que ver modo de usar los tipos de refuerzos extremos como son el C, G o F, siguiendo este orden y no hay que olvidar que el G no es recomendable y el F sólo se puede aceptar como solución provisoria.

Al estudiar la aplicación de los refuerzos D, E o I debe verse, también, la posibilidad de usar el tipo A y compararlos. El A es preferible al C, F y G.

En cuanto al refuerzo del tablero, se debe tratar de hacerlo indirecto, es decir, con tirantes y pendolones. En los puentes de vía inferior, en que debido a la poca altura sobre el lecho del río no se puede colocar dicho refuerzo, habrá que ir al directo; sin embargo, es conveniente ver las posibilidades de otra solución, que a veces se puede idear aprovechando las condiciones especiales que se presentan.

REFUERZOS PROVISORIOS

Con frecuencia se presenta la necesidad de hacer refuerzos provisorios ya sea por accidentes, por trabajos por ejecutar o porque haya la conveniencia de habilitar el puente rápidamente para el paso de equipos más pesados. En este último caso hay que estudiar si es más económico establecer el paso de los trenes con velocidad restringida, lo que al disminuir el coeficiente dinámico puede reducir la fatiga total hasta en un 20%.

La manera más rápida de reforzar un tramo es apoyarlo en castillos de durmientes o sobre cepas de madera, vulgarmente llamadas "caballos", que se afirman sobre muertos, es decir, piezas de madera o planchados de durmientes.

Para refuerzos de mayor duración, en el caso de tramos aislados con bastante altura sobre el lecho del río, se recomienda el uso de tornapuntas de madera; es decir, el tipo I hecho con madera. Debe estudiarse un sistema de cuñas que permita asegurar el funcionamiento del refuerzo que, debido al encogimiento de la madera, puede quedar sin trabajar.

El refuerzo más efectivo para cierta duración consiste en colocar pilas de madera intermedias apoyadas sobre fundaciones de concreto. Es conveniente colocar entre los contactos de las maderas con fibras perpendiculares hojas metálicas de pequeño espesor que repartan las fatigas.

En la lámina 7 se indica un refuerzo con tornapuntas. En la lámina 8 están las pilas intermedias usadas en el refuerzo provisorio de los viaductos Quino y Quíllem.

CAPITULO IV

REFUERZO DE TABLEROS

El refuerzo de los tableros puede hacerse directa o indirectamente. En el primer caso se aumenta el momento resistente agregando suelas a las longuerinas y travesaños hasta conseguir el momento de inercia necesario. El segundo, o indirecto, es más usado, consiste en transformar las piezas del tablero en vigas armadas con tirantes y pendolones.

El sistema indirecto presenta sobre el primero grandes ventajas:

1) Ocupa menor cantidad de material; es un 30% más liviano que el directo;

2) Menor costo de elaboración, pues la mayor parte se hace en el taller;

3) Más fácil armadura. Se evita el tener que levantar la línea para la presentación y colocación de las suelas del refuerzo;

4) Ofrece mayor seguridad para el tráfico. En el refuerzo directo hay que agujerear las alas horizontales de los ángulos para remachar las suelas de refuerzo; esto hace disminuir el momento resistente en un 12%, o sea, que aumenta la fatiga en este porcentaje. Esto es de gran importancia, ya que los tableros que se refuerzan soportan generalmente fatigas mayores de 18 Kgs./mm², que en este caso pasarían a ser de 20,2 Kgs./mm²;

5) Se evita el tener que aumentar el diámetro o el número de los remaches horizontales en las zonas de los esfuerzos rasantes máximos, como pasa en los refuerzos directos, debido a la alta fatiga de aplastamiento que se desarrolla, y

6) Se disminuye a un mínimo la agujereadura en el material existente que, por ser a veces quebradizo, conviene perforar lo menos posible.

El ensamble de los tirantes a las longuerinas queda generalmente defectuoso debido a que los remaches trabajan al descabezamiento, lo que obliga a aumentar su número. Este inconveniente puede subsanarse en parte cuando el mismo gousset sirve para unir los pendolones al travesaño.

En los puentes de vía superior o intermedia se puede siempre ejecutar con ventaja el refuerzo indirecto, especialmente en los travesaños en que se aprovechan las diagonales de los contravientos verticales como tirantes del refuerzo.

En los puentes de vía inferior hay que ver si las creces máximas dejan la altura libre suficiente para la colocación de este refuerzo. Tanto en los ensambles de los tirantes de longuerinas como en los de los travesaños habrá que aceptar remaches que trabajen al descabezamiento; por eso estos ensambles conviene estudiarlos cuidadosamente.

Para determinar el número de pendolones en las longuerinas es conveniente hacer un tanteo previo; en general, basta un pendolón para luces menores de 3,80 m. En los travesaños, a veces basta con uno; mas es preferible colocar dos, a plomo de las longuerinas para favorecer el ensamble del tirante de éstas. En los puentes en curva en que la disposición de las longuerinas no es simétrica respecto del eje del puente, conviene colocar un solo pendolón, aunque sea necesario reforzar la cabeza superior del travesaño con suelas.

La altura de los pendolones en el refuerzo de los travesaños queda fijada en los puentes de vía superior o intermedia por las diagonales de los contravientos verticales que van a servir de tirantes. En las de vía inferior puede tomarse, como para las longuerinas, $1/3$ a $1/4$ de la luz. A plomo de los pendolones, hay que reforzar siempre el alma de la longuerina o travesaño correspondiente.

El peso del refuerzo depende principalmente del recargo de fatiga que sufre el tablero con el tren de cálculo. Influye, también, la mayor o menor facilidad de hacer los ensambles; los perfiles, ángulos mínimos que se pueden aceptar, etc. Por esto no se puede relacionar el peso sólo con el recargo de fatiga. Como término medio para anteproyectos, se pueden tomar 230 Kgs./m. c. de puente.

En el cuadro que va a continuación damos los datos principales de los refuerzos de este tipo que se han hecho en nuestros puentes:

REFUERZO DE TABLEROS CON TIRANTES Y PENDOLONES

PUENTES	Vía	Luces		Núm. de pendolones		Altura del pendolón		Peso del refuerzo por M.C. de puente Kgs.	Tren de cálculo	OBSERVACIONES
		Long. m.	Trav. m.	Long.	Trav.	Long. m.	Trav. m.			
Chanco	Sup.	2,900	4,57	1	2	0,90	1,440	237	C	
Quino	"	4,070	4,65	2	2	1,00	1,420	234	C	
Salto	"	3,900	4,65	2	2	1,00	1,420	244	C	
Quilem	"	3,420	4,75	1	2	1,00	1,180	218	C	
Cajón	"	2,410	4,55	1	2	0,90	1,280	274	C	
Pichi-Quepe	"	1,430	4,55	1	2	0,40	0,960	318	B	
Quepe	"	3,420	4,75	1	2	1,00	1,100	246	B	
Toltén	"	4,070	4,65	2	2	1,00	—	222	B	
Lipingüe	"	3,900	4,65	2	2	1,00	1,180	238	B	
Collilefú	"	4,130	4,65	2	2	1,00	1,400	224	B	
Cuenco N.º 2	"	2,900	4,57	1	2	0,90	1,400	196	B	
Llollehue N.º 3	"	3,575	4,65	1	2	1,00	1,280	183	B	Refzo. especial del travesaño
Dumo	"	2,100	3,60	1	—	0,70	—	185	B	"
Huequén	"	2,100	3,60	1	—	0,70	—	185	B	"
Llollehue N.º 1	Inf.	2,410	4,55	1	2	0,70	0,800	244	B	El travesaño se reforzó directamente; a la longuer. se le agregó otra debajo.
Cautín	"	2,930	4,65	1	2	0,90	0,960	221	B	Se colocó contraviento secundario.
Tapihue	"	3,200	4,60	1	2	0,85	0,900	202	B	La longuerina lleva refzo. directo.
Demaihue	"	1,530	4,55	—	2	—	—	304	C	"
Llollehue N.º 2	Interm.	3,720	4,65	1	2	1,00	1,100	219	B	"
Río Bueno N.º 1	Inf.	3,380	4,65	—	2	—	0,900	298	B	Al travesaño se reforzó directamente; a la longuer. se le agregó contraviento secundario.
Pilmaiquén N.º 1	"	3,380	4,65	—	2	—	0,900	298	B	La longuerina lleva refzo. directo.
Damas	Interm.	4,166	6,00	—	1	—	—	287	B	"
Huilquico	Inf.	1,920	4,55	—	—	—	—	347	B	La long. se ref. direct. y se le agregó contrav. secund. Al trav. se agreg. 1 suela en parte superior. Puen- te en curva.
Pelal	"	2,900	4,57	—	—	—	—	185	B	Se camb. las long.; se ref. direct. el trav.
Huaquilpo	Sup.	2,670	4,57	1	1	0,90	2,250	256	B	Refuerzo directo.
Calle-Calle N.º 1	Inf.	2,888	4,75	—	1	—	1,580	48	B	En curva. El trav. lleva 1 suela de refzo. en la cabe- za superior.
Paine Poniente	"	2,790	4,75	—	2	—	0,800	90	C	No se reforzó la longuerina.
Angostura Poniente	"	3,580	4,80	1	1	0,80	0,800	204	C	"
Tinguiririca	"	3,437	4,69	—	1	—	1,000	112	C	No se reforzaron las longuerinas.
Quinta	"	3,800	5,01	—	2	—	0,900	172	C	Las longuerinas se reforzaron directamente.
Lontué	"	3,800	5,01	—	—	—	—	192	C	Refzo. direct. de longs. y travesaños.
Putagán	"	—	4,60	—	2	—	0,840	101	C	No se reforzó la longuerina.
Ancoa N.º 1 y 2	"	—	5,00	—	2	—	0,900	110	C	"
Achibueno	"	—	5,00	—	2	—	0,890	120	C	"
Liguay, tramo 31 m.	"	3,200	4,60	—	2	—	0,850	303	C	Refzo. direct. de la longuerina.
Batros	"	3,100	5,00	—	2	—	0,900	143	C	"
Chillán, tramo 28,5 m.	"	3,655	5,10	—	2	—	—	181	C	"
Chillán, tramos 31 m.	"	3,200	4,60	—	2	—	0,850	303	C	"
Pal-Pal	"	—	4,75	—	2	—	0,845	104	C	No se reforzó la longuerina.
Ciara	"	—	4,65	—	2	—	0,900	67	C	"

METODO DE CALCULO

Sea A B una viga armada con dos pendolones C F y D C y un tirante E F G H (lámina 11). Sean Ω , I, y E, la sección, el momento de inercia y el módulo de elasticidad de la viga; Ω_2 , E_2 , T_2 , y Ω_3 , E_3 - T_3 las secciones, módulos de elasticidad y tensiones en el tirante y los pendolones, respectivamente. Llamaremos X el empuje horizontal que se desarrolla en el tirante, M el momento total en la viga armada y m el momento en la viga simplemente apoyada A B.

Tenemos:

$$M = m - X y$$

El trabajo L de deformación es:

$$L = \int_0^l \frac{M^2}{2E_1 I_1} dx + 2 \frac{T_2^2}{2E_2 \Omega_2} \cdot \frac{a}{\cos \alpha} + 2 \frac{X^2}{2E_2 \Omega_2} \cdot b + 2 \frac{T_3^2}{2E_3 \Omega_3} \cdot h$$

Se tiene:

$$T_2 = \frac{X}{\cos \alpha} \dots \dots \dots \frac{d T_2}{d X} = \frac{1}{\cos \alpha}$$

$$T_3 = X \operatorname{tg} \alpha \dots \dots \dots \frac{d T_3}{d X} = \operatorname{tg} \alpha$$

La derivada de L respecto de X es igual a 0.

$$\int_0^l \frac{M}{E_1 I_1} (-y) \cdot dx + 2 \frac{T_2}{E_2 \Omega_2} \cdot \frac{a}{\cos^2 \alpha} + 2 \frac{X}{E_2 \Omega_2} \cdot b + 2 \frac{T_3}{E_3 \Omega_3} \cdot h \operatorname{tg} \alpha$$

Reemplazando los valores de M, T_2 y T_3 y multiplicando toda la ecuación por $E_1 I_1$ se tiene:

$$-\int_0^l m y dx + \int_0^l y^2 dx \cdot X + \frac{2E_1 I_1}{E_2 \Omega_2} \cdot \frac{a}{\cos^2 \alpha} \cdot X + \frac{2E_1 I_1}{E_2 \Omega_2} \cdot b \cdot X + \frac{2E_1 I_1}{E_3 \Omega_3} \cdot h \operatorname{tg}^2 \alpha \cdot X = 0$$

Haciendo:

$$K_2 = \frac{2E_1 I_1}{E_2 \Omega_2}$$

$$K_3 = \frac{2E_1 I_1}{E_3 \Omega_3}$$

y despejando X tenemos:

$$X = \frac{\int_0^l m y \, dx}{\int_0^l y^2 \, dx + K_2 \left(\frac{a}{\cos^3 \alpha} + b \right) + K_3 h \, \text{tg}^2 \alpha}$$

Vamos a resolver con esta fórmula el caso II, 1 pendolón y una carga concentrada P en el centro.

Tenemos: $y = c + x \, \text{tg} \alpha$, y

$$m = \frac{1}{2} P \cdot x$$

$$\int_0^l m y \, dx = 2 \cdot \frac{1}{2} P \int_0^l x \cdot (c + x \, \text{tg} \alpha) \, dx$$

$$\int_0^l m y \, dx = P \cdot \left[\frac{1}{2} c x^2 + \frac{1}{3} x^3 \, \text{tg} \alpha \right]_0^l = P \left(c \frac{l^2}{8} + \frac{l^3}{24} \cdot \text{tg} \alpha \right)$$

$$\int_0^l m y \, dx = \frac{1}{24} \cdot P \cdot l^2 (3c + l \, \text{tg} \alpha) = \frac{1}{24} \cdot P \cdot l^2 \cdot (c + 2h)$$

$$\int_0^l y^2 \, dx = 2 \int_0^{\frac{l}{2}} (c x \cdot \text{tg} \alpha)^2 \cdot dx = 2 \int_0^{\frac{l}{2}} (c^2 + 2c x \cdot \text{tg} \alpha + x^2 \, \text{tg}^2 \alpha) \, dx$$

$$= 2 \left(c^2 x + c x^2 \, \text{tg} \alpha + \frac{l}{3} x^2 \, \text{tg}^2 \alpha \right) \Big|_0^{\frac{l}{2}}$$

$$= 2 \left(c^2 \cdot \frac{l}{2} + c \frac{l^2}{4} \, \text{tg} \alpha + \frac{1}{24} l^3 \, \text{tg}^2 \alpha \right)$$

$$= l \left(c \cdot h + \frac{1}{12} \cdot l^2 \, \text{tg}^2 \alpha \right)$$

Reemplazando tenemos:

$$X = \frac{\frac{1}{24} \cdot l^2 (c + 2h)}{l \left(c h + \frac{1}{12} \cdot l^2 \, \text{tg}^2 \alpha + \frac{K_2}{2 \cos^3 \alpha} \right) + K_3 h \, \text{tg}^2 \alpha}$$

En las láminas 9, 10, 11 y 12 se encuentran los detalles y las fórmulas que deben aplicarse para resolver los ocho casos principales que pueden presentarse en los refuerzos de longuerinas y travesaños.

Para obtener los valores máximos X en las longuerinas, debe colocarse una fuerza P al centro para $l < 2 \cdot e$, siendo e la distancia entre las fuerzas P y para $2e < l < 3e$, tres fuerzas P simétricas respecto del centro. Esta regla es válida para el caso de refuerzos con el tren tipo en que $e = 1,40$ m.

Cálculo del refuerzo del tablero del puente Llollehue N.º 2

Base de cálculo: Tren tipo B.

Longuerina: ver lámina 12.

Coefficiente de dinamicidad = 1,61.

Sección: 1 alma de 500×7 mm.; 4 ángulos de $70 \times 70 \times 7$ mm. Remaches de 17 mm. Refuerzo con un 1 pendolón.

$$\begin{array}{ll} l = 3,72 \text{ m.} & W = 935 \text{ cm}^3 \\ h = 1,00 & \Omega_1 = 72,2 \text{ cm}^2 \\ c = 0,25 & \alpha = 22^\circ \\ I = 27,159 \text{ cm}^4 & \text{sen } \alpha = 0,375 \\ e = 1,4 & \text{cos } \alpha = 0,927 \\ d = 0,46 & \text{tg } \alpha = 0,403 \\ P = 10 \text{ Tons.} & \Omega_2 = \Omega_3 = 21,2 \text{ cm}^2 \\ & K_2 = 0,255; K_3 = 0,510 \end{array}$$

Aplicamos la fórmula IV, 1 pendolón y 3 cargas P concentradas:

$$X = \frac{0,46^2 \left(\frac{3}{2} \cdot 0,25 + 0,46 \cdot 0,403 \right) + (1,86 - 0,46) \left[(1,86 + 0,46) \left(\frac{1}{2} \cdot 3,72 \left(0,25 \cdot 1 + \frac{1}{12} \cdot 3,72^2 \cdot 0,403^2 + \frac{0,255}{2 \cdot 0,927^3} \right) + 0,51 \cdot 1 \cdot 0,403^2 \cdot 0,25 + 0,46 \cdot 0,403 \right) + \frac{1}{3} \cdot 0,403 \left(\frac{3,72^3}{8} - 0,46^3 \right) \cdot 10 \right]}{}$$

$$X = 9,98 \text{ Tons.}$$

$$X \varphi = 16,07 \text{ Tons.}$$

$$T_2 = \frac{X \varphi}{\text{cos } \alpha} = \frac{16,07}{0,927} = 17,3$$

$$T_3 = X \varphi \text{ tg } \alpha = 16,07 \cdot 0,403 = 6,48$$

El momento máximo en la longuerina es: $M = m - X \varphi \cdot h = 22,6 - 16,07 \cdot 1 = 6,53$ Ton. m.

En el valor de m se ha tomado en cuenta el peso propio de la longuerina y el de la vía, en total 500 Kgs./m. c.

La fatiga máxima sería:

$$t = \frac{6,53}{935} \pm \frac{16070}{7220} = 7,1 \pm 2,23$$

$$t_1 = 9,33 \text{ Kgs./mm}^2$$

$$t_2 = 8,16 \text{ ,, ,,}$$

$$t_3 = 6,11 \text{ ,, ,,}$$

Travesaño (ver lámina 12).

$$\varphi = 1,6$$

Perfil: 1 alma de 600×7 mm.

4 ángulos de $80 \times 80 \times 7$ mm.

Remaches de 20 mm.

$l = 4,65 \text{ m.}$	$I = 50230 \text{ cm}^4$
$b = 0,940 \text{ m.}$	$W_n = 1460 \text{ cm}^3$
$a = 1,385 \text{ m.}$	$\Omega_1 = 90,80 \text{ cm}^2$
$c = 0,250$	$\Omega_2 = 44,2 \text{ ,,}$
$h = 1,100$	$\Omega_3 = 21,3 \text{ ,,}$
$\alpha = 31^\circ 30'$	$K_2 = 0,227$
$\text{sen}\alpha = 0,523$	$K_3 = 0,472$
$\text{cos}\alpha = 0,853$	
$\text{tg}\alpha = 0,614$	

Aplicamos la fórmula del caso VII:

$$X = \frac{1,385 \left[\frac{1}{3} \cdot 1,385 (0,25 + 2 \cdot 1,1) + 2 \cdot 0,94 \cdot 1,1 \right]}{2 (1,385 \cdot 0,25 \cdot 1,1 + \frac{1}{3} \cdot 1,385^3 \cdot 0,614^2 + 0,94 \cdot 1,1^2) + 0,251} \cdot 43,8$$

sigue denominador $\cdot \left(\frac{1,385}{0,853^3} + 0,94 \right) + 0,402 \cdot 1,1 \cdot 0,614^2$

$$X = 41,58 \text{ Tons.}$$

El valor $P = 43,8$ en este caso es la reacción del travesaño multiplicado por el coeficiente $\varphi = 1,6$.

$$T_2 = 48,74 \text{ Tons.}$$

$$T_3 = 25,53 \text{ ,,}$$

$$M = m - X \cdot h = 60,8 - 41,58 \cdot 1,1 = 15,06$$

$$t = \frac{15060}{1460} \pm \frac{41580}{9080} = 10,32 \pm 4,7$$

$$t_1 = 15,02 \text{ Kgs./mm}^2$$

$$t_2 = 11,03 \text{ y } 11,61 \text{ Kgs./mm}^2$$

$$t_3 = 11,99 \text{ Kgs./mm}^2$$

En la lámina 13 están los detalles del refuerzo.

CAPITULO V

REFUERZOS DIRECTOS

Los refuerzos directos consisten en agregar material a las diferentes partes de la viga hasta conseguir fatigas inferiores a las admisibles. Así, a una viga de alma llena se le agregarán suelas para aumentar su momento de inercia. En el caso de una viga enrejada hay que estudiar separadamente la forma de reforzar sus cabezas, diagonales y montantes.

El refuerzo directo, en cuanto a la economía del material metálico, es el más conveniente; mas no siempre se puede aplicar, ni es el menos costoso, debido a que en casi la totalidad de los casos hay que ejecutarlo bajo tráfico, lo que aumenta enormemente el costo y también las probabilidades de accidentes.

En general, al hablar de refuerzos nos referiremos a refuerzos bajo tráfico, pues este es el problema que se nos presenta casi siempre.

La ejecución de los refuerzos directos es defectuosa, porque para colocar, por ejemplo, las suelas, es necesario cortar la totalidad de los remaches y reemplazar algunos de ellos por pernos para dar paso a los trenes. Los pernos no llenan totalmente los huecos y se producen, entonces, deslizamientos que dan origen a esfuerzos secundarios imposibles de determinar.

Igual dificultad se encuentra en el refuerzo de las diagonales cuando hay que cortar la remachadura de unión a las almas.

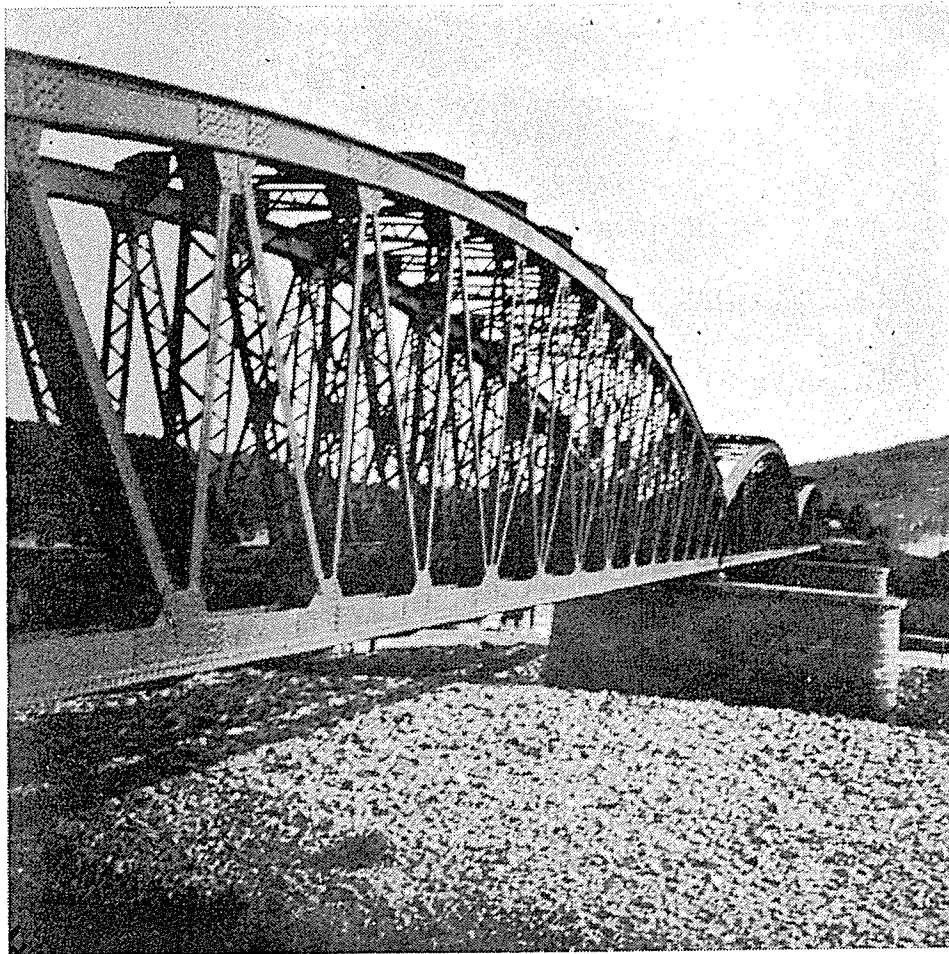
La economía que significa la menor cantidad de material metálico que se necesita para un refuerzo directo se pierde ante el aumento del costo de la obra de mano. El tener que colocar pernos cada vez que va a pasar un tren, el escarrear los agujeros para colocar los remaches, aumenta enormemente el costo de la obra, y si a esto se agrega el peligro que representa el que por un descuido cualquiera no se coloque el número de pernos necesario y se produzca un accidente, se ve que debe evitarse en lo posible esta clase de trabajos.

Se aconsejan los refuerzos directos cuando:

a) El refuerzo de las cabezas se puede hacer agregando fajas de suelas que no obliguen a cortar la remachadura principal para su colocación y que tampoco haya necesidad de cortar todos los remaches de unión de las diagonales a las almas, o si hay que hacerlo, la contradiagonal existente o una provisional pueda tomar todo el esfuerzo.

b) Cuando debido a la poca altura del puente sobre el lecho del río se pueda afirmar el tablero con caballos de madera o castillos de durmientes, en tal forma que las vigas no trabajen.

Si no se verifica ninguna de estas condiciones y hay la necesidad de hacer un refuerzo directo, debe estudiarse cuidadosamente la forma en que se va a desarrollar la faena. Es aconsejable colocar las suelas de las cabezas por mitad, para así sólo cortar los remaches de un lado.



PUENTE TINGUIRIRICA. — KM. 135.828. REFUERZO TIPO DIRECTO

Al reforzar las cabezas debe tomarse en cuenta que no se pueden agregar suelas indefinidamente y que hay una relación entre la sección del alma más los ángulos y las suelas. Como límite puede aceptarse que la sección de suelas sea un 60% de la sección total de la cabeza.

En nuestros puentes se hicieron refuerzos directos cuando se comenzó a estudiar esta clase de trabajos; después, con la experiencia adquirida, esta solución sólo se la ha aceptado cuando cumple con las condiciones indicadas anteriormente o cuando es de absoluta necesidad hacerlo.

En el cuadro siguiente está la lista de los principales puentes reforzados directamente. Todos son de vigas enrejadas. En la segunda columna está el peso del refuerzo de las vigas por metro corrido de puente. En la tercera, el porcentaje de aumento de resistencia que se refiere al aumento del momento de inercia en el centro. En la cuarta, el peso por metro corrido de refuerzo por 1% de aumento de resistencia. En la 5.^a y 6.^a los porcentajes de suelas respecto de la sección total de las cabezas, sin y con refuerzo:

REFUERZOS DIRECTOS

PUENTE	Luz teórica del tramo	Peso del refuerzo por m. c.	Porcentaje K de aumento de resistencia	Peso por unidad de % de aumento por m. c.	Porcentaje r de suelas en las cabezas	
	m.	Kg.	%	Kg.	Sin ref. %	Con ref. %
Angostura	35,80	740	72	10,2	56	75,0
Paine	27,90	372	66	5,7	58	75,0
Tinguiririca . . .	55,00	133	13	10,2	42	50,0
Quinta	65,00	157	12	13,0	45	54,0
					60	60,0
Lircay N.º 1 . . .	15,70	179	40	4,5	33	49,0
Lircay N.º 2 . . .	31,00	755	53	14,2	64	75,0
Lircay N.º 2 . . .	32,50	330	25	13,2	49	59,0
Claro	40,66	125	10	12,5	62	66,5
Demaihue	15,30	187	99	1,9	67	81,5

Como peso medio de refuerzo por metro corrido de las vigas por 1% de aumento de resistencia podemos tomar 12 Kgs., es decir, el peso de un refuerzo es:

$$1) P = l \cdot 12 \cdot K$$

siendo K el tanto por ciento de aumento de resistencia.

La primera condición para iniciar el estudio de un refuerzo directo es que $r \leq 60$, r es el porcentaje de suelas respecto de la sección total de las cabezas; dentro de este límite es válida la fórmula 1).

Sólo cumplen con las condiciones indicadas los refuerzos de los puentes Tinguiririca, Lircay N.º 2 (Limahue) y Quinta.

En la lámina 14 se ve el esquema del refuerzo del puente Tinguiririca y en la 15 el del Lontué.

CAPITULO VI

REFUERZO TIPO A

Se agregan apoyos intermedios.

Esta clase de refuerzo conviene, siempre que la altura del puente sobre el lecho del río sea pequeña y que las fundaciones de los machones o cepas proyectadas no sean costosas.

Como la ventaja principal de este tipo de refuerzo es el evitar el directo, es condición esencial que el refuerzo metálico que haya que hacer sea el mínimo, es decir, el del montante a plomo del apoyo intermedio y el de las diagonales adyacentes.

Tiene el inconveniente de disminuir la sección de desembocadura y de exponer las fundaciones proyectadas al peligro de las socavaciones.

El material metálico queda mal aprovechado, pues el momento máximo se reduce a la 4.^a parte, o sea, se refuerza la viga en 400%, cuando es difícil que el refuerzo que se necesita sea superior a 100%.

Es una solución estéticamente defectuosa; la altura de la viga es desproporcionada respecto de su nueva luz y las cepas proyectadas no quedan de acuerdo con la infraestructura existente.

Esta observación tiene valor en los puentes muy conocidos por su esbeltez y belleza. Se tomó en cuenta en el Malleco al estudiar su refuerzo y en el caso de los viaductos Quino, Salto y Quillem para no aceptar esta solución de cepa intermedia que habría destruído su conjunto armonioso.

Ocurre en algunos casos que el material metálico de las vigas es de mala calidad y que, por lo tanto, no vale la pena reforzarlo; pero como tampoco se dispone de la suma necesaria para renovarlas, conviene esta solución que permite, al cambiar la superestructura años después, economizar gran cantidad de material, ya que las nuevas vigas van a tener la mitad de la luz.

Como solución provisoria se ha usado este tipo de refuerzo con frecuencia, empleando cepas de rieles, sobre todo en puentes de alma llena. Como definitiva se adoptó en los puentes Laja, Ligüeimo (ramal a Pichilemu), y Cachapoal (ramal a Las Cabras).

A continuación, damos los datos referentes a estos puentes; en ellos se ve que el peso del refuerzo por metro corrido del Laja es excesivo.

P U E N T E S	Luz del tramo	Peso por m. c. de puente, Kgs.	
		Refuerzo	Apoyo intermed.
Cachapoal (Ramal Las Cabras)	40,0	300	62
	50,0	330	50
Ligüesimo (Ramal Pichilemu)	59,0	213	42
Laja	49,5	490	105

Efectivamente, no cumple con la condición de que su refuerzo indirecto sea mínimo; pero como el material metálico era muy malo, los ensayos dieron límite de elasticidad de 21,2 Kgs. y de 31,4 de ruptura; con un coeficiente de calidad 660, había que renovar en un futuro próximo totalmente la superestructura. Se aceptó esta solución que cambiaba los tramos de 49,50 m. por dos de 22,00 y 27,50 m. de luz.

REFUERZO TIPO B

Se unen dos o más vigas para transformarlas de aisladas en continuas.

Generalmente sucede que una viga enrejada, simplemente apoyada, no se puede reforzar en el centro, donde el momento es mayor, debido a que tiene el máximo de material admisible en sus cabezas.

El refuerzo directo en esta parte no se puede aceptar por tener a veces en suelas más del 60% de la sección total o por tener que cortar remachaduras vitales para colocar nuevas suelas.

En cambio, si la viga simplemente apoyada la unimos a la siguiente y la transformamos en continua de dos tramos, corremos el momento máximo (carga uniformemente repartida) de 0,5 *l* a 0,375 *l* de distancia del apoyo izquierdo y lo disminuimos en 44%. Es casi seguro que en esta sección podemos aumentar el número de suelas sin sobrepasar el porcentaje admitido y sin tener necesidad de cortar remachaduras importantes.

Si en vez de unir dos tramos, juntamos tres, el momento máximo en las vigas laterales disminuye en 36% a 0,4 *l* del primer apoyo. Se ve que lo más conveniente es unir las vigas de a dos.

La colocación del refuerzo en la unión de las vigas no ofrece dificultad por estar en esta parte el mínimo de material de las cabezas y poder cortar los remaches que unen la única suela con las cantoneras sin peligro, ya que esa suela se coloca generalmente como recubrimiento.

El inconveniente de esta solución está en la dificultad del trabajo para colocar las suelas de refuerzo en la cabeza inferior a plomo de los apoyos y en el cambio que hay que hacer de éstos, pues en el caso de unir dos vigas hay que cambiar un apoyo fijo por uno móvil para dejar dos móviles y uno fijo. Se puede, o colocar en la unión un apoyo nuevo en lugar de los dos existentes, que es la mejor solución, o cambiar al fijo por uno móvil y de-

jar, entonces, dos apoyos. En este caso habría que proyectar tantos apoyos móviles iguales a los que existen como el número de tramos que se unen menos uno.

Es una ventaja de este tipo de refuerzo el centrar la reacción en los apoyos intermedios, lo que es importante cuando los tubos o machones son débiles, ya que la excentricidad de las cargas aumenta bastante las fatigas de las fundaciones. Para conseguir esto es necesario cambiar los dos apoyos por uno solo en los machones.

Al adoptar este tipo de refuerzo hay que tomar en cuenta las dos condiciones aceptadas para los refuerzos directos; es decir, no pasar en suelas el 60% de la sección total de las cabezas y no tener que cortar remachaduras vitales.

Este sistema de refuerzo se aceptó para el puente sobre el río Calle-Calle que está formado por tres tramos metálicos de vía superior, enrejado cuádruple de 60 m. de luz. Dos tramos forman una viga continua, el tercero es libre.



PUENTE CALLE CALLE. — KM. 833. 793. REFUERZO TIPO B.

Las secciones de las cabezas tenían un 66% de suelas y para reforzarlo había que agregarle dos suelas más, lo que aumentaba el número de ellas de 5 a 7 con un porcentaje de 74%. Para colocar las suelas proyectadas había que cortar las cuatro filas de remaches de unión. No cabía un refuerzo directo.

Lo más favorable era unir el tercer tramo y transformarlo en vigas continuas de tres tramos. Había que cambiar un solo apoyo fijo por uno móvil, para lo que se aceptó uno de los apoyos del puente Antivero, retirado del servicio, que se había proyectado cuando se reforzó este puente y era de muy buena calidad.

El peso del refuerzo fué de 54 Kgs./m. c. En la lámina 16 se ve un esquema del refuerzo y un corte de la cabeza inferior.

REFUERZO TIPO C

Consisten en agregar una viga intermedia entre las dos principales. Como se ve, este refuerzo sólo se puede aplicar a tramos de vía superior y con sus travesaños apoyados sobre las vigas principales. Si el tablero está colocado bajo el plano de las suelas de la cabeza superior, la viga de refuerzo deberá tener una altura inferior a la conveniente y por lo tanto no será económica.

Este tipo de refuerzo tiene la ventaja de evitar el refuerzo del travesaño y de que su ejecución no presenta peligro para el tráfico; mas tiene el grave inconveniente de colocar al tramo un apoyo intermedio en cada estribo o machón, o sea, deja el tramo con seis apoyos. Cualquier asentamiento que produzca una desnivelación del apoyo central respecto de los dos laterales hace que las vigas resistan las cargas en una proporción diferente de lo calculado.

Como la viga de refuerzo transforma el travesaño en una viga continua, en la que ella recibe la reacción central, el trabajo de esta viga va a ser función de la distancia entre las vigas principales.

Para trocha de 1,68 m. la distancia entre las longuerinas es de 1,88 m. y el valor l llega hasta 4,75 m. para puentes de vía superior. Según estos datos, tenemos que al colocar una viga intermedia con $l = 4,75$ m. reforzamos las vigas laterales en 67% y si $l = 3,00$ m., el refuerzo sería de 170%.

Raras veces se necesita un refuerzo mayor de 70%; se podría aceptar como límite un 100%. Este sería el refuerzo para un $l = 3,50$ m. Podemos decir, entonces, que para $l < 3,50$ m., este tipo de refuerzo no es en ninguna forma económico.

Los cambios que hay que hacer a los planos de contravientos, tanto horizontales como verticales para poder colocar la tercera viga encarecen el costo de esta solución, al que hay que agregar también el valor de los nuevos apoyos.

En general, no se recomienda adoptar este tipo de refuerzo, sino en casos muy especiales.

Un ejemplo de esta solución lo tenemos en el refuerzo del viaducto Traiguén hecho en 1915. Se reforzaron con una viga intermedia los tramos

de 18,3 y 21,9 m. de luz. Como la distancia $l = 3,050$ es menor que 3,50 m., según lo que hemos visto, el refuerzo no debe ser económico. Así es en realidad; las vigas laterales para el tren B trabajan con una fatiga de 7,5 Kgs./mm² y la intermedia con 13,6, es decir, hay un 46% de material perdido en las vigas laterales.

El peso del refuerzo en los tramos de 18,3 m. de luz es de 840 Kgs./m. e. y en los de 21 m., de 930 Kgs. Este peso se refiere sólo al refuerzo de las vigas. El refuerzo más pesado para la luz 18,3 m., si tomáramos cualquier otro tipo de refuerzo sería de ± 400 Kgs., o sea, tiene un peso superior en 110% al que habría tenido con otra solución.

CAPITULO VII

REFUERZO TIPO D

El refuerzo tipo D consiste en agregar a la viga un tercer cordón en forma de arco parabólico. La viga va unida al tercer cordón por la prolongación de los montantes que llamaremos péndolas. Es condición importante, para poder aplicar este refuerzo, que las vigas sean de cabezas o cordones paralelos. En vigas con cabezas parabólicas su aplicación es dudosa. El tercer cordón puede ser inferior o superior. Es más económico el inferior, por lo cual se debe aplicar de preferencia y siempre que lo permita la altura del tramo sobre el lecho del río o el nivel de aguas máximas. En caso contrario, habrá que usar el cordón superior, que siempre se puede colocar cuando los tramos son de vía inferior, y si el galibo lo permite, en los de vía superior o intermedia.

Esta solución tiene la ventaja de que el refuerzo directo se reduce generalmente a reforzar al flambaje unas pocas diagonales comprimidas. El total del refuerzo consiste en el tercer cordón y las péndolas, que se puede ejecutar en el taller y sólo armarlo en el terreno, lo que disminuye considerablemente los jornales y evita el peligro y las dificultades del trabajo que debe hacerse bajo tráfico. En general, es un refuerzo económico, no sólo en cuanto al gasto de material, sino también a su costo colocado.

El tercer cordón inferior trabaja a la tracción y las péndolas, a la compresión. El empuje desarrollado en el arco se transmite como esfuerzo de compresión a la cabeza inferior que resiste también al esfuerzo de tracción producido por la flexión de la viga. En los paños centrales estos dos esfuerzos generalmente se anulan. La sollicitación máxima se verifica en el primer paño, donde el cordón inferior tiene que resistir casi la totalidad del empuje, de tal manera que puede decirse fija un límite de éste, más allá del cual habría necesidad de reforzar directamente este cordón, perdiéndose la principal ventaja del tipo de refuerzo que es la de evitar el refuerzo directo.

En el caso de arco superior, éste queda comprimido y las péndolas, traccionadas. La cabeza superior sufre un esfuerzo de compresión producido por la flexión de la viga y otro de tracción debido al empuje desarrollado por el tercer cordón. Igual que en el caso anterior, el esfuerzo máximo en la cabeza superior se verifica en el primer paño y es producido por el empuje. En los paños centrales la suma de los refuerzos casi se anula.

El esfuerzo de corte en la viga queda disminuído por la componente vertical del esfuerzo en el tercer cordón, que es máxima en los primeros paños en que es mayor la tangente del ángulo que forma el tercer cordón con la horizontal. Esta componente va disminuyendo hasta anularse en el centro.



PUENTE QUEPE. — KM. 705.235. REFUERZO TIPO DA.

El esfuerzo de corte total puede ser resistido por las diagonales sin necesidad de refuerzo, aunque es frecuente en el caso de enrejados dobles o múltiples, que son los que más se han usado en nuestros puentes, sea necesario reforzar al pandeo las diagonales comprimidas.

La colocación simple, bajo tráfico, del refuerzo formado por el tercer cordón, hace que éste sólo trabaje al paso de la carga móvil, absorbiendo más o menos un 60% de ella y que la viga resista el 40% restante más el peso propio del tramo con el refuerzo. Si aumentamos la flecha f o la sección Ω del tercer cordón, éste absorbe mayor proporción de la carga móvil; pero como también con esto se incrementa el empuje H , se corre el peligro, como lo explicamos anteriormente, de tener que reforzar directamente en los primeros paños la cabeza o cordón que lo va a resistir. Para evitarlo, conviene tomar como flecha el 13 al 14% de la luz y un Ω más o menos igual a la sección media de las cabezas de la viga.

También se puede conseguir que el arco tome parte del peso propio del tramo, dando a éste una tensión inicial. No conviene hacerlo, porque esta tensión se va a sumar al empuje, produciendo la situación que explicamos anteriormente. Además, es difícil dar esta tensión. En el caso de un arco inferior no

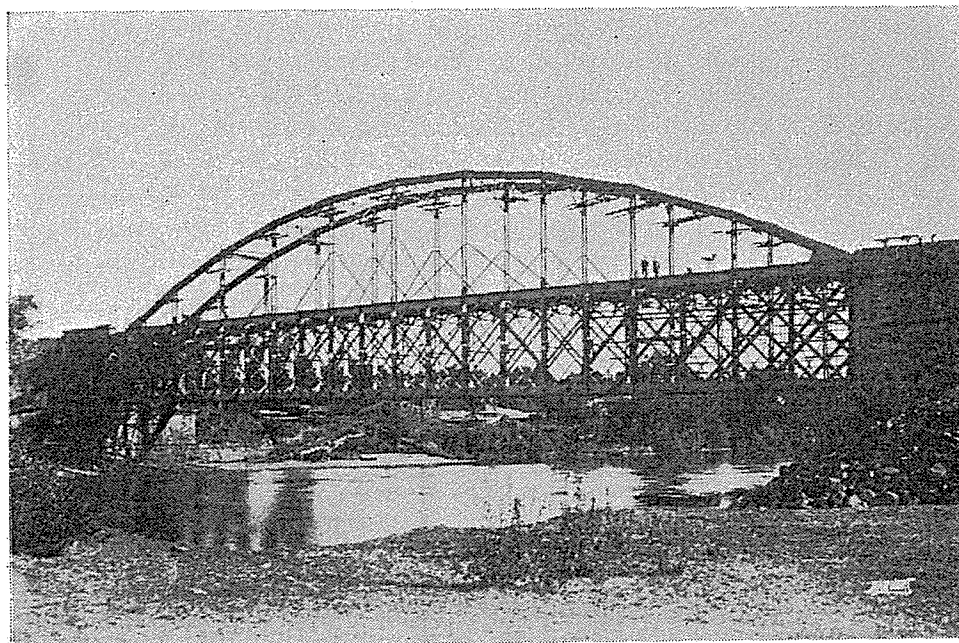
es tanto. Se puede hacer, aumentando la temperatura al tercer cordón, ya colocado, para producir un alargamiento, previamente calculado, y unirlo en una sección en que se ha dejado cortado, siendo preferible en el centro. La tensión puede teóricamente determinarse; pero en la práctica queda la incertidumbre sobre el valor exacto de ella.

Para un arco superior hay mayor dificultad. Puede ser dada por el peso propio del tramo; para esto habría que dejar sin unir el arco en el centro, dar a la viga una contraflecha calculada y después de hacer la unión central, soltar el tramo. Para dar esta contraflecha hay que hacer cepas provisionales, que según la naturaleza del río pueden ser costosas, y es muy difícil, debido a los sentamientos que van a sufrir, determinar si la flecha prácticamente dada es la que se había calculado.

Es conveniente, entonces, no dar estas tensiones, sobre todo que en el caso de nuestros puentes basta para el refuerzo que el arco sólo trabaje al paso de la carga rodante. Se ha hecho este refuerzo en 23 puentes diferentes, y respetando las indicaciones que hemos dado anteriormente se ha obtenido siempre buen resultado.

El refuerzo con un tercer cordón superior se aplicó por primera vez en el puente sobre el río Quepe, formado por un tramo metálico de 68,40 m. de luz, vía superior y enrejado múltiple. Se pensó primero darle tensión inicial; pero como el costo de las cepas era muy grande, se hizo un nuevo estudio sin esta tensión que dió buen resultado y demostró la conveniencia que había en no darla.

Los puentes Diguillín e Itata, tramos metálicos de 37 m. de luz, se reforzaron con un tercer cordón inferior con tensión inicial y no dieron buen resultado.



PUENTE QUEPE. — KM. 705.235. REFUERZO TIPO DA.
ARMADURA DEL REFUERZO.

SECCIONES DEL TERCER CORDON

Al tercer cordón inferior conviene darle una sección \perp (lámina 17, fig. a) de un alma de poca altura con la mayor parte del material acumulado en la parte horizontal, es decir, en las suelas; pero como trabaja sólo a la tracción, desempeña el papel de una cinta o tirante plano. Conviene usar suelas del ancho de las de las cabezas y ángulos disimétricos con su ala mayor sobre las suelas. El alma puede reducirse a un suple del alto del ala menor de los ángulos y de espesor igual al de los goussets en que van a ensamblar las péndolas. En realidad, la sección necesita mucho más rigidez respecto del eje vertical que del horizontal.

Las péndolas van a ser piezas comprimidas expuestas a sufrir pandeo, especialmente las centrales, por su mayor longitud; la sección más conveniente es la formada por cuatro ángulos (Fig. b). Los ángulos mínimos aceptados para puentes son los de 70 x 70 x 8 mm.; generalmente basta esta dimensión para el caso de nuestros puentes y aun quedan trabajando a fatigas bajas.

En algunos casos, como en el puente Quepe, conviene colocar las péndolas saltando un montante; tiene la ventaja de aprovecharse mejor el material.

En los arcos superiores hay que tomar en cuenta si éstos se pueden o no contraventar. En los casos de vía inferior y a veces en los de intermedia se puede contraventar a menudo desde el primer paño; por lo tanto, la longitud de pandeo del arco se reduce a la de los paños; la sección más conveniente es la T (Fig. c) con las suelas de un ancho igual a las de la cabeza, alma y ángulos en tal forma, que los momentos de inercia, según los dos ejes principales, no sean muy distintos. Si las cabezas tienen suelas muy anchas, las hay hasta de 600 mm., conviene tomar las del arco algo más angostas.

En la mayor parte de los casos de vía superior no se puede contraventar el arco, o a lo más, sólo se puede hacer en los paños centrales; por esto, la longitud de pandeo es muy grande y obliga a dar gran sección al arco con un fuerte momento de inercia. La sección más conveniente es la "cajón" (Fig. d), que algunas veces es necesario, aun, reforzar con ángulos, (Fig. e).

Las péndolas trabajan a la tracción; su sección puede ser como las anteriores de 4 ángulos que puede reducirse a 2 ó a 2 perfiles U (Fig. f).

Los contravientos no exigen perfiles ángulos mayores de 80 x 80; lo más usado es el ángulo de 70 x 70 x 8 mm.

PESO DEL REFUERZO

El peso de este tipo de refuerzo es variable según las luces, tipos de viga y porcentaje de aumento de resistencia.

No se puede dar una fórmula para determinarlo para un anteproyecto; es preferible obtenerlo por comparación con el calculado en otros puentes parecidos ya hechos. Damos, a continuación, los datos principales de los refuerzos de este tipo hechos en la Empresa. En todos ellos el arco sólo trabaja al paso de la carga rodante, es decir, al colocarlos no se les ha dado tensión inicial.

REFUERZOS TIPO D
TERCER CORDON SUPERIOR

PUENTES	Luz	N.º de paños	Altura de la viga m.	Flecha del arco m.	Sec. media de los cordones m ²	Sección del tercer cordón m ²	Tren Base cálc.	Peso del refuerzo por m. c.	
								Vigas Kgs./m. c.	Puente Kgs./m. c.
Quepe	68,40	20	7,00	9,00	255,0	297,0	B	1000	1280
Collilefu	53,69	13	4,92	7,50	180,0	299,0	B	1000	1230
Damas	50,00	12	4,60	7,00	250,0	190,0	B	694	981
Llollehue N.º 3	42,00	12	4,20	5,80	162,0	195,0	B	740	895
Angostura Poniente	35,80	10	3,30	4,80	298,0	141,5	C	610	772
Ancoa N.º 1 y 2	31,00	10	3,10	4,00	189,0	156,5	C	505	605
Batros	31,00	10	3,10	4,00	155,0	156,5	C	504	609
Liguay	31,00	10	3,10	4,00	194,0	156,5	C	500	610
Tapihue	31,00	10	3,10	4,00	152,9	156,5	C	456	680
Pelal	29,00	10	2,80	4,00	118,0	147,0	B	578	780
Paine	27,90	10	2,60	3,80	194,0	159,0	C	580	670
Llollehue N.º 1	24,10	10	2,40	3,20	114,0	137,7	B	587	830
Huilquileo	19,20	10	1,80	2,60	96,0	100,0	B	492	840

TERCER CORDON INFERIOR

PUENTES	Luz	N.º de paños	Altura de la viga m.	Flecha del arco m.	Sec. media de los cordones m ²	Sección del tercer cordón m ²	Tren Base cálc.	Peso del refuerzo por m. c.	
								Vigas Kgs./m. c.	Puente Kgs./m. c.
Lipingüe	39,00	10	3,80	5,00	154,0	193,0	B	670	860
Huaquilpo	29,70	11	2,80	4,00	122,0	149,0	B	665	940
Cuenco N.º 2	29,00	10	2,80	4,00	118,0	115,4	B	536	750
Chanco	29,00	10	2,80	3,76	118,0	165,0	C	576	804
Cajón	24,10	10	2,40	2,30	130,0	122,0	C	512	786
Dumo	21,00	10	1,70	2,90	89,4	123,6	B	470	665
Huequén	21,00	10	1,70	2,90	89,4	123,6	B	470	665
Pichi-Quepe	14,30	10	1,45	2,00	79,0	83,0	B	266

METODO DE CALCULO

En la lámina 18 tenemos una viga reforzada con un tercer cordón inferior.

Sea:

- l luz teórica de la viga
- d altura teórica de la viga
- f flecha del arco o tercer cordón
- h_n altura del arco en una sección n
- H empuje horizontal en el arco
- S esfuerzo en el arco
- V componente vertical de S
- α ángulo de inclinación del arco con la horizontal
- m momento en la viga
- M " " " " reforzada con el arco
- T esfuerzo de corte en la viga
- T_t " " " " " reforzada con tercer cordón

Tenemos las ecuaciones:

- 1) $M = m - H h_n$ válida para un punto del cordón inferior.
- 2) $T_t = T - H \operatorname{tg} \alpha$.

Suponemos que a H le damos un valor igual a -1 y llamemos q el esfuerzo por m. c. que se desarrolla en la viga con esta sollicitación.

$$3) H \cdot f = \frac{1}{8} q l^2$$

$$4) q = - \frac{8 f}{l^2}$$

La ecuación general de los trabajos virtuales es:

$$5) P_m \cdot \delta_m = H_m \left(\sum \frac{M'^2 dx}{E I} + \sum \frac{S'^2 s}{E \Omega} \right)$$

Esta ecuación la aplicamos para las fuerzas reales P_m y H_m y el sistema de desplazamientos imaginarios δ_m producidos por el esfuerzo $H = -1$ Ton.

De la ecuación 5) deducimos:

$$6) H_m = P_m \frac{\delta_m}{\sum \frac{M'^2 dx}{E I} + \sum \frac{S'^2 s}{E \Omega}}$$

δ_m es el desplazamiento vertical de P_m producido por $H = -1$.

$\sum \frac{M'^2 dx}{E I}$ es el trabajo de deformación debido a la flexión de la viga por reforzar que llamaremos **viga de rigidez**.

$\sum \frac{S'^2 s}{E \Omega}$ es el trabajo de deformación del tercer cordón y de las péndolas.

Estos dos últimos valores, o sea el denominador de la ecuación 6) son características elásticas del sistema correspondiente al sistema de carga $H = -1$ y es constante, es decir, no depende del valor P_m .

Haciendo ahora $P_m = 1$ podemos calcular los valores de H para determinar su línea de influencia.

Con la línea de influencia de H podemos determinar las líneas de influencia de los momentos y de los esfuerzos de corte.

En la lámina 18 tenemos dibujada la línea de H y vamos a determinar las líneas de influencia de los momentos para el nudo n del cordón inferior y la del esfuerzo de corte para la sección n .

Sobre $A A$ llevamos la distancia $A E$ y obtenemos el punto C que unimos con B , $A D B$ es la línea de influencia de los momentos m de la viga de rigidez en el nudo n . Multiplicamos los valores H por h_n y dibujamos la línea $H h_n$. Según la ecuación 1) la línea de momentos M_n la obtenemos tomando las ordenadas comprendidas entre las líneas $A D B$ y $H h_n$.

Dibujamos las líneas $E B$ y $A F$ tomando $A E$ y $B F$ igual a 1 Ton.; la línea $A I J B$ es la línea de influencia de los esfuerzos de corte T para la sección n de la viga de rigidez. Dibujamos ahora la línea de $V = H \operatorname{tg} \alpha_n$ y de estas dos líneas deducimos fácilmente, como se ve en la figura, la línea de los T_t o sea, de los esfuerzos de corte para la viga reforzada.

$$\text{El cálculo de los valores } \delta_m, \sum \frac{M'^2 dx}{E I} \text{ y } \sum \frac{S'^2 s}{E \Omega}$$

se puede hacer exactamente como en el caso de una viga de alma llena o de un enrejado estáticamente determinado; pero en los enrejados dobles o múltiples, que son los casos más frecuentes en nuestros puentes, no vale la pena hacer el cálculo exacto que es muy largo y que ya lleva un porcentaje de error al calcular los esfuerzos en las barras desdoblado los enrejados. Conviene, en este caso, seguir otro procedimiento que consiste en considerar la viga como si fuera de alma llena. Daremos un ejemplo de cálculo en estos dos casos.

CALCULO DEL REFUERZO DE LOS TRAMOS DEL PUENTE ÑUBLE CON UN TERCER CORDON SUPERIOR

a) Dimensiones del arco.

El puente sobre el río Ñuble, Km. 390.968, está formado por 10 tramos metálicos de 48,8 metros de luz teórica. Fué reforzado el año 1924 colocándole una cadena con tensión dada por contrapesos ubicados en los estribos, lo que hemos clasificado como refuerzo tipo F. Fué un refuerzo estimado para unos 10 años de duración; por esto, se calculó para un tren formado por dos locomotoras "Mikado" y carros carboneros de descarga automática de 64 toneladas. Ahora se presenta el problema de dar una solución definitiva que permita el paso del equipo actual. Un puente nuevo implica un gasto muy considerable; es, por lo tanto, conveniente ver si se puede hacer un refuerzo en que se aproveche el material de la cadena.

La viga es de poca altura y se produce al paso del equipo una flecha mayor que la admisible, por lo que no cabe, entonces, un refuerzo directo. La solución más indicada es agregarle un tercer cordón superior que no sólo lo refuerza, sino que le da la rigidez que le falta y que permite aprovechar el material del actual refuerzo. Lámina 19.

La viga tiene un enrejado Monier simple dividido en 12 paños de 3,962 m.; pero el primer paño es en realidad de 4,59 m. como se ve en la lámina 19.

Para simplificar el cálculo del arco, vamos a suponer la luz igual a $l = 12 \cdot 3,962 = 47,544$ m. para tener los paños de luz $\lambda = 3,962$ iguales e igual a la altura h de la viga. La economía de cálculo es muy grande y el error, muy pequeño y como va a disminuir el efecto del refuerzo en el cálculo, aumenta la seguridad real.

Tenemos entonces:

$$l = 47,544$$

$$f = 13 \text{ a } 14\% \text{ de } 48,8 = 6,35 \text{ a } 6,8 \text{ m.}$$

Como la actual cadena que vamos a aprovechar tiene una flecha de cerca de 5 m., tomaremos $f = 5$ m.

Las ordenadas del arco las calculamos con la ecuación de la parábola $y^2 = 2 p x$. Para este cálculo tomaremos la luz real de 48,8 que nos da:

$$y^2 = 119,072 x$$

de la que deducimos la longitud h de las péndolas.

Nudo	y	y ²	x	h
0	24,400	595,360	5,000	0,000
1	19,810	392,436	3,296	1,704
2	15,848	251,159	2,109	2,891
3	11,886	141,277	1,186	3,814
4	7,924	62,790	0,527	4,473
5	3,962	15,700	0,132	4,868
6	0,000	0,000	0,000	5,000

$$4) \quad q = \frac{8 f}{l^2} = \frac{8 \cdot 5}{47,544^2} = + 0,0177 \text{ tons./m. c.}$$

El esfuerzo Q en cada péndola es

$$Q = \frac{8 f}{l^2} \cdot \lambda = 0,0177 \cdot 3,962 = 0,0701 \text{ Tons.}$$

Con esta sollicitación vamos a calcular los valores de δ_m ,

$$\frac{M'^2 dx}{E I} \quad y \quad \frac{S'^2 s}{E \Omega}$$

b) Cálculo de los valores δ_m .

Los desplazamientos δ_m los calculamos siguiendo el método de Müller Breslau, tomo II, pág. 106, edición italiana de 1927.

Tenemos el caso de vigas de cabezas paralelas y en que h, altura de la viga, es igual a λ luz de los paños. Además el ángulo φ de inclinación de las diagonales es de 45° .

Para calcular los valores W_m aplicamos a los nudos 1 al 5 la ecuación 10).

$$W_m = \frac{1}{h}$$

$$\left[-\Delta o_m + \Delta u_m + 1 + \frac{1}{\cos \varphi} (\Delta d_m - \Delta d_m + 1) - \Delta h_m - 1 + \Delta h_m \right]$$

y para el nudo 6 la ecuación:

$$W_m = \frac{1}{h}$$

$$\left[-\Delta_{o_m} - \Delta_{o_m} + 1 + \frac{1}{\cos \varphi} (\Delta_{d_m} + \Delta_{d_m} + 1) - \Delta_{h_m} - 1 - \Delta_{h_m} + 1 \right]$$

Valores $\Delta = \frac{S \cdot s}{\Omega}$ y $\frac{S^2 \cdot s}{\Omega}$

CABEZA SUPERIOR

INDICE	Longitud s	Sección Ω	Esfuerzo S	$\Delta = \frac{S \cdot s}{\Omega}$	$\frac{S^2 \cdot s}{\Omega}$
	cm.	cm ² .	Ton.	Ton./cm.	Ton ² ./cm.
1	396,2	176,1	0,386	0,872	0,337
2	"	237,1	0,701	1,145	0,803
3	"	298,1	0,946	1,268	1,200
4	"	359,1	1,122	1,228	1,378
5	"	"	1,227	1,347	1,653
6	"	"	1,262	1,387	1,750
					7,121

CABEZA INFERIOR

INDICE	Longitud s	Sección Ω	Esfuerzo S	$\Delta = \frac{S \cdot s}{\Omega}$	$\frac{S^2 \cdot s}{\Omega}$
	cm.	cm ² .	Ton.	Ton./cm.	Ton ² ./cm.
1	396,2	176,1	0,000	0,000	0,000
2	"	"	0,386	0,872	0,337
3	"	237,1	0,701	1,145	0,803
4	"	298,1	0,946	1,268	1,200
5	"	359,1	1,122	1,228	1,378
6	"	"	1,227	1,347	1,653
					5,371

DIAGONALES

INDICE	Longitud s	Sección Ω	Esfuerzo S	$\Delta = \frac{S \cdot s}{\Omega}$	$\frac{S^2 \cdot s}{\Omega}$
	cm.	cm ²	Ton.	Ton./cm.	Ton ² ./cm.
1	560,4	146,2	0,545	2,073	1,130
2	"	120,7	0,446	2,073	0,924
3	"	95,0	0,347	2,017	0,700
4	"	75,0	0,248	1,849	0,458
5	"	60,0	0,149	1,401	0,209
6	"	55,2	0,049	0,504	0,025
					3,446

MONTANTES

INDICE	Longitud s	Sección Ω	Esfuerzo S	$\Delta = \frac{S \cdot s}{\Omega}$	$\frac{S^2 \cdot s}{\Omega}$
	cm.	cm ²	Ton.	Ton./cm.	Ton ² ./cm.
1	396,2	161,8	0,385	0,951	0,366
2	"	84,4	0,315	1,466	0,462
3	"	84,4	0,245	1,148	0,281
4	"	71,2	0,175	0,951	0,166
5	"	54,6	0,105	0,752	0,079
6	"	54,6	0,035	0,238	0,008
					1,362

Con estos valores calculamos los $W_m \cdot h$.

$$\begin{aligned}
 W_{1h} &= + 0,872 + 0,872 + 1,414 (2,073 - 2,073) + 0,0 - 0,951 = 0,793 \\
 W_{2h} &= + 1,145 + 1,145 + 1,414 (2,073 - 2,017) + 0,951 - 1,466 = 1,854 \\
 W_{3h} &= + 1,268 + 1,268 + 1,414 (2,017 - 1,849) + 1,466 - 1,148 = 3,091 \\
 W_{4h} &= + 1,228 + 1,228 + 1,414 (1,849 - 1,401) + 1,148 - 0,951 = 3,286 \\
 W_{5h} &= + 1,347 + 1,347 + 1,414 (1,401 - 0,504) + 0,951 - 0,752 = 4,161 \\
 W_{6h} &= + 1,387 + 1,387 + 1,414 (0,504 + 0,504) + 0,752 + 0,752 = 5,703
 \end{aligned}$$

Con estos valores calculamos los T (Müller Breslau) que están amplificados por h.

$$\begin{array}{r}
 T_6 = \frac{1}{2} W_6 = 2,852 \\
 \quad \quad \quad 4,161 \\
 T_5 = \quad \quad \quad 7,013 \\
 \quad \quad \quad 3,286 \\
 T_4 = \quad \quad \quad 10,299 \\
 \quad \quad \quad 3,091 \\
 T_3 = \quad \quad \quad 13,390 \\
 \quad \quad \quad 1,854 \\
 T_2 = \quad \quad \quad 15,244 \\
 \quad \quad \quad 0,793 \\
 T_1 = \quad \quad \quad 16,037
 \end{array}$$

Los valores que vamos a calcular a continuación son de $\frac{M}{\lambda}$; pero como los valores T están amplificados por h y $h = \lambda$ tenemos $\frac{M}{\lambda} \cdot h = M$.

$$\begin{array}{r}
 M_1 = T_1 = 16,037 \\
 \quad \quad T_2 = 15,244 \\
 M_2 \quad \quad = 31,281 \\
 \quad \quad T_3 = 13,390 \\
 M_3 \quad \quad = 44,671 \\
 \quad \quad T_4 = 10,299 \\
 M_4 \quad \quad = 54,970 \\
 \quad \quad T_5 = 7,013 \\
 M_5 \quad \quad = 61,983 \\
 \quad \quad T_6 = 2,852 \\
 M_6 \quad \quad = 64,835
 \end{array}$$

Tenemos $\delta_m = \frac{M}{E}$ y tomaremos E para el puente existente igual a 2,000.—Tons./cm².

$$\begin{array}{r}
 \delta_1 = 0,00802 \text{ cm.} \\
 \delta_2 = 0,01564 \text{ ,,} \\
 \delta_3 = 0,02233 \text{ ,,} \\
 \delta_4 = 0,02748 \text{ ,,} \\
 \delta_5 = 0,03099 \text{ ,,} \\
 \delta_6 = 0,03243 \text{ ,,}
 \end{array}$$

c) Trabajo de deformación de la viga.

Tenemos que $\sum \frac{M^2 dx}{E I} = \sum \frac{S'^2 s}{\Omega E}$ valores que están calculados para el enrejado.

Cabeza superior	2 . 7,121
„ inferior	2 . 5,731
Diagonales	2 . 3,446
Montantes	2 . 1,362

$$\sum \frac{S'^2 s}{\Omega} = 2 . 17,300$$

$$\sum \frac{S'^2 s}{\Omega E} = \frac{2 . 17,300}{2.000} = 0,0173$$

d) Trabajo de deformación del tercer cordón.

$$\text{Tenemos: } S = \frac{H}{\cos \alpha}$$

$$s = \frac{\lambda}{\cos \alpha} \text{ Para } H = 1$$

$$\sum \frac{S'^2 s}{E \Omega} = \frac{\lambda}{E \Omega} \sum \frac{1}{\cos^3 \alpha}$$

Paños	Tg α	α	cos α	$\frac{1}{\cos^3 \alpha}$
1	0,430	23° 10'	0,919	1,289
2	0,299	16° 40'	0,958	1,138
3	0,233	13° 10'	0,974	1,082
4	0,166	9° 30'	0,986	1,044
5	0,100	6° 50'	0,993	1,021
6	0,033	2° 0'	0,999	1,003

$$\sum \frac{1}{\cos^3 \alpha} = 2 . 6,577$$

Tomaremos $\Omega = 300 \text{ cm}^2$. y $E = 2100 \text{ Ton./cm}^2$. $\lambda = 396,2 \text{ cm}$.

$$\Sigma \frac{S'^2 s}{E \Omega} = \frac{396,2}{2100 \cdot 300} \cdot 2 \cdot 6,577 = 0,00827$$

e) Trabajo de deformación de las péndolas.

S es constante igual a 0,701 tons. y tomaremos $\Omega = 40 \text{ cm}^2$. y $\Sigma s = 40,5 \text{ m}$.

$$\Sigma \frac{S'^2 s}{E \Omega} = \frac{S'^2}{E \Omega} \Sigma s = \frac{0,0701^2}{2100 \cdot 40} \cdot 4050 = 0,00024.$$

Trabajos de deformación total:

Viga	0,0173
Arco	0,0083
Péndolas	0,0002
	<hr/>
TOTAL	<u>0,0258</u>

Los valores de H son los siguientes:

$$H_1 = \frac{0,00802}{0,0258} = 0,311$$

$$H_2 = \frac{0,01564}{0,0258} = 0,606$$

$$H_3 = \frac{0,02233}{0,0258} = 0,865$$

$$H_4 = \frac{0,02748}{0,0258} = 1,065$$

$$H_5 = \frac{0,03099}{0,0258} = 1,201$$

$$H_6 = \frac{0,03243}{0,0258} = 1,256$$

f) Vamos a calcular ahora los valores de H suponiendo la viga como de alma llena.

MOMENTO MEDIO DE INERCIA

Paño 1	12.020.000 cm ⁴ .
„ 2	13.687.000 „
„ 3	18.125.000 „
„ 4	23.614.000 „
„ 5 y 6 (2 . 26.321.000) . . .	52.642.000 „
	120.088.000 „

$$I_m = 20.015.000 \text{ cm}^4.$$

g) Cálculo de los δ_m .

Tenemos:

$$Q = 0,0701 \text{ ton.}$$

$$R = \frac{1}{2} \Sigma Q$$

$$M_n = R \cdot n \lambda - \left[(n-1) + (n-2) + \dots \right] Q \lambda$$

$$Q \lambda = 0,0701 \cdot 3,962 = 0,278$$

$$R \lambda = \frac{1}{2} \cdot 11 \cdot 0,0701 \cdot 3,962 = 1,529$$

$$M_1 = R \lambda - 0 \cdot Q = 1,529 = 1,529$$

$$M_2 = 2 R \lambda - \lambda Q = 3,058 - 0,278 = 2,780$$

$$M_3 = 3 R \lambda - 3 \lambda Q = 4,587 - 0,834 = 3,753$$

$$M_4 = 4 R \lambda - 6 \lambda Q = 6,116 - 1,668 = 4,448$$

$$M_5 = 5 R \lambda - 10 \lambda Q = 7,645 - 2,780 = 4,865$$

$$M_6 = 6 R \lambda - 15 \lambda Q = 9,174 - 4,170 = 5,004$$

Los valores W_n son (Müller Breslau).

$$W_n = \frac{\lambda}{6} (M_{n-1} + 4 M_n + M_{n+1})$$

$$\frac{\lambda}{6} = 0,660$$

$$W_1 = \frac{\lambda}{6} (M_0 + 4M_1 + M_2) = 0,660 (\quad + 4 \cdot 1,529 + 2,780) = 5,871$$

$$W_2 = \frac{\lambda}{6} (M_1 + 4M_2 + M_3) = 0,660 (1,529 + 4 \cdot 2,780 + 3,753) = 10,825$$

$$W_3 = \frac{\lambda}{6} (M_2 + 4M_3 + M_4) = 0,660 (2,780 + 4 \cdot 3,753 + 4,448) = 14,678$$

$$W_4 = \frac{\lambda}{6} (M_3 + 4M_4 + M_5) = 0,660 (3,753 + 4 \cdot 4,448 + 4,865) = 17,431$$

$$W_5 = \frac{\lambda}{6} (M_4 + 4M_5 + M_6) = 0,660 (4,448 + 4 \cdot 4,865 + 5,004) = 19,081$$

$$\frac{1}{2} W_6 = \frac{1}{2} \frac{\lambda}{6} (M_5 + 4M_6 + M_5) = \frac{1}{2} \cdot 0,660 (4,865 + 4 \cdot 5,004 + 4,865) = 9,816$$

$$R_w = 77,702$$

Los momentos correspondientes a estos valores son:

$$M_n = \left[n R_w - (n-1) W_1 - (n-2) W_2 + \dots \right] \cdot \lambda$$

$$M_1 = R_w \cdot \lambda = 77,702 \cdot 3,962 \dots \dots \dots = 307,9$$

$$M_2 = (2 R_w - W_1) \cdot \lambda = (2 \cdot 77,702 - 5,871) \cdot 3,962 \dots \dots = 592,4$$

$$M_3 = (3 R_w - 2 W_1 - W_2) \cdot \lambda = (3 \cdot 77,702 - 2 \cdot 5,871 - 10,825) \cdot 3,962 \dots \dots \dots = 834,2$$

$$M_4 = (4 R_w - 3 W_1 - 2 W_2 - W_3) \cdot \lambda = (4 \cdot 77,702 - 3 \cdot 5,871 - 2 \cdot 10,825 - 14,678) \cdot 3,962 \dots \dots \dots = 1017,7$$

$$M_5 = (5 R_w - 4 W_1 - 3 W_2 - 2 W_3 - W_4) \cdot \lambda = (5 \cdot 77,702 - 4 \cdot 5,871 - 3 \cdot 10,825 - 2 \cdot 14,678 - 17,431) \cdot 3,962 = 1132,2$$

$$M_6 = (6 R_w - 5 W_1 - 4 W_2 - 3 W_3 - 2 W_4 - W_5) \cdot \lambda = (6 \cdot 77,702 - 5 \cdot 5,871 - 4 \cdot 10,825 - 3 \cdot 14,678 - 2 \cdot 17,431 - 19,081) \cdot 3,962 \dots \dots \dots = 1171,1$$

$$\begin{aligned}
 E &= 20.000.000 \text{ Ton./m}^2. \\
 I_m &= 0,20015 \text{ m}^4. \\
 EI_m &= 4.003.000
 \end{aligned}$$

$$\delta_n = \frac{M_n}{EI_m}$$

$$\delta_1 = \frac{307,9}{4.003.000} = 0,00769$$

$$\delta_2 = \frac{592,4}{4.003.000} = 0,01480$$

$$\delta_3 = \frac{834,2}{4.003.000} = 0,02084$$

$$\delta_4 = \frac{1017,7}{4.003.000} = 0,02542$$

$$\delta_5 = \frac{1132,2}{4.003.000} = 0,02828$$

$$\delta_6 = \frac{1171,1}{4.003.000} = 0,02926$$

h) Cálculo de $\Sigma \frac{M^2 dx}{EI}$

Tomemos $dx = \lambda$

$$\Sigma \frac{M^2 dx}{EI} = \Sigma \frac{(M \lambda)^2}{\lambda EI_m} = \frac{1}{\lambda EI_m} \Sigma K^2$$

$$K_n = \frac{1}{2} \lambda (M_{n-1} + M_n)$$

$$K_1 = \frac{1}{2} \lambda \cdot M_1 = \frac{1}{2} \lambda \cdot 1,529$$

$$K_2 = \frac{1}{2} \lambda \cdot (M_1 + M_2) = \frac{1}{2} \lambda (1,529 + 2,780) = \frac{1}{2} \lambda \cdot 4,309$$

$$K_3 = \frac{1}{2} \lambda \cdot (M_2 + M_3) = \frac{1}{2} \lambda (2,780 + 3,753) = \frac{1}{2} \lambda \cdot 6,533$$

$$K_4 = \frac{1}{2} \lambda \cdot (M_3 + M_4) = \frac{1}{2} \lambda (3,753 + 4,448) = \frac{1}{2} \lambda \cdot 8,201$$

$$K_5 = \frac{1}{2} \lambda \cdot (M_4 + M_5) = \frac{1}{2} \lambda (4,448 + 4,865) = \frac{1}{2} \lambda \cdot 9,313$$

$$K_6 = \frac{1}{2} \lambda \cdot (M_5 + M_6) = \frac{1}{2} \lambda (4,865 + 5,004) = \frac{1}{2} \lambda \cdot 9,869$$

$$\begin{aligned}
K_1^2 &= \frac{1}{4} \lambda^2 \cdot 2,338 \\
K_2^2 &= \frac{1}{4} \lambda^2 \cdot 18,567 \\
K_3^2 &= \frac{1}{4} \lambda^2 \cdot 42,680 \\
K_4^2 &= \frac{1}{4} \lambda^2 \cdot 67,256 \\
K_5^2 &= \frac{1}{4} \lambda^2 \cdot 86,732 \\
K_6^2 &= \frac{1}{4} \lambda^2 \cdot 97,397 \\
\Sigma K_n^2 &= \frac{1}{2} \lambda^2 \cdot 314,970 \\
\Sigma \frac{M'^2 dx}{EI} &= \frac{\lambda^2 \cdot 314,97}{2 \cdot \lambda \cdot 4.003.000} = \frac{3,962 \cdot 314,97}{2 \cdot 4.003.000} = 0,0156
\end{aligned}$$

El trabajo de deformación total sería entonces:

Vigas	0,0156
Arco	0,0083
Péndolas	0,0002
	<hr/>
TOTAL	0,0241

Los valores de H son los siguientes:

$$\begin{aligned}
H_1 &= \frac{0,00769}{0,0241} = 0,319 \\
H_2 &= \frac{0,01480}{0,0241} = 0,614 \\
H_3 &= \frac{0,02084}{0,0241} = 0,864 \\
H_4 &= \frac{0,02542}{0,0241} = 1,054 \\
H_5 &= \frac{0,02828}{0,0241} = 1,173 \\
H_6 &= \frac{0,02926}{0,0241} = 1,214
\end{aligned}$$

NOTA.—Los valores δ y los del trabajo de deformación están amplificadas por 100.

El empuje obtenido es 1,5% menor que en el caso anterior. Como se ve, el considerar la viga como de alma llena, según el método expuesto, implica sólo un error despreciable.

Con los H obtenidos se dibuja la línea de influencia de H, de la que se deducen las líneas de influencia de momentos y de esfuerzos de corte, Fig. 20.

A continuación, damos los momentos y esfuerzos de corte para la viga, sin y con refuerzo. Los valores están calculados para el tren tipo C, sin coeficiente dinámico.

Nudo	m Ton. m.	M Ton. m.	% de dis- minución
1	634	240,7	62
2	1063	380,0	65
3	1370	447,0	68
4	1590	503,0	67
5	1700	518,0	70
6	1720	519,0	70

Como término medio, los momentos de la carga rodante han disminuído en 67%, sollicitación que absorbe el tercer cordón.

Paños	T Ton.	T _t Ton. m.	% de dis- minución
1	130,8	49,2	62
2	112,2	45,3	60
3	95,4	44,6	53
4	79,2	39,4	50
5	64,2	37,9	41
6	50,7	34,7	32

Como se ve, en las diagonales los esfuerzos disminuyen de un 62% a un 32% en el centro.

CAPITULO VIII

ENSAMBLES

En este tipo de refuerzo las uniones o ensambles principales son tres:

- a) Unión del tercer cordón con la viga de rigidez;
- b) Unión de las péndolas con la viga de rigidez, y
- c) Unión de las péndolas con el tercer cordón.

Como en todo ensamble, debe evitarse que los remaches trabajen al descabezamiento y en el caso a no debe aceptarse en ninguna forma.

La disposición de las uniones varía según el perfil de la sección de las cabezas de la viga de rigidez y del tercer cordón, según sea el refuerzo tipo D_a o D_b , es decir, con tercer cordón superior o inferior. Estudiaremos estos dos casos por separado y supondremos que el perfil de las cabezas de las vigas es T compuesto, que es el que generalmente tienen y el "T" o "U" para el tercer cordón. Daremos también un ejemplo para cada uno de los casos que se presentan con mayor frecuencia.

TERCER CORDON SUPERIOR

Ensamble "a"

Para un tercer cordón de perfil "T" el ensamble no presenta gran dificultad. Como ejemplo tenemos el del puente Chimbarongo, lámina 21. El número de remaches de unión del gousset del ensamble a la cabeza superior se calcula para resistir el empuje máximo H , de tal modo que la prolongación de las suelas del tercer cordón y su unión a la cabeza no se toma en cuenta sino como un coeficiente de seguridad.

En el caso del puente Quepe, lámina 21, tenemos un tercer cordón en forma de cajón; la dificultad de la unión está en poder disponer la remachadura, de modo que trabaje al cizalle y que se pueda ejecutar; esto se consigue haciendo sobresalir los dos goussets sobre las suelas del tercer cordón y colocando encima de ellas los ángulos de unión, de tal manera que se forma una U o canal. La transmisión del esfuerzo vertical V a los bordes de las suelas de la cabeza tiene el peligro de que éstas se doblen; para evitarlo hay que colocar atiesadores, dos en este caso. También conviene, a veces, colocar otra suela en la cabeza, en la parte correspondiente al ensamble.

Ensamble "b"

En este caso, las péndolas trabajan a la tracción, pero como generalmente el tercer cordón lleva contraventación superior, estos son los montantes de los pórticos que se forman, por lo que es necesario darles mayor rigidez. A pesar de que la sección exigida por el cálculo es pequeña, hay que aumentarla y en cierto modo continuar los montantes de la viga.



PUENTE COLLILELFU. — KM: 867.377. REFUERZO TIPO DA.

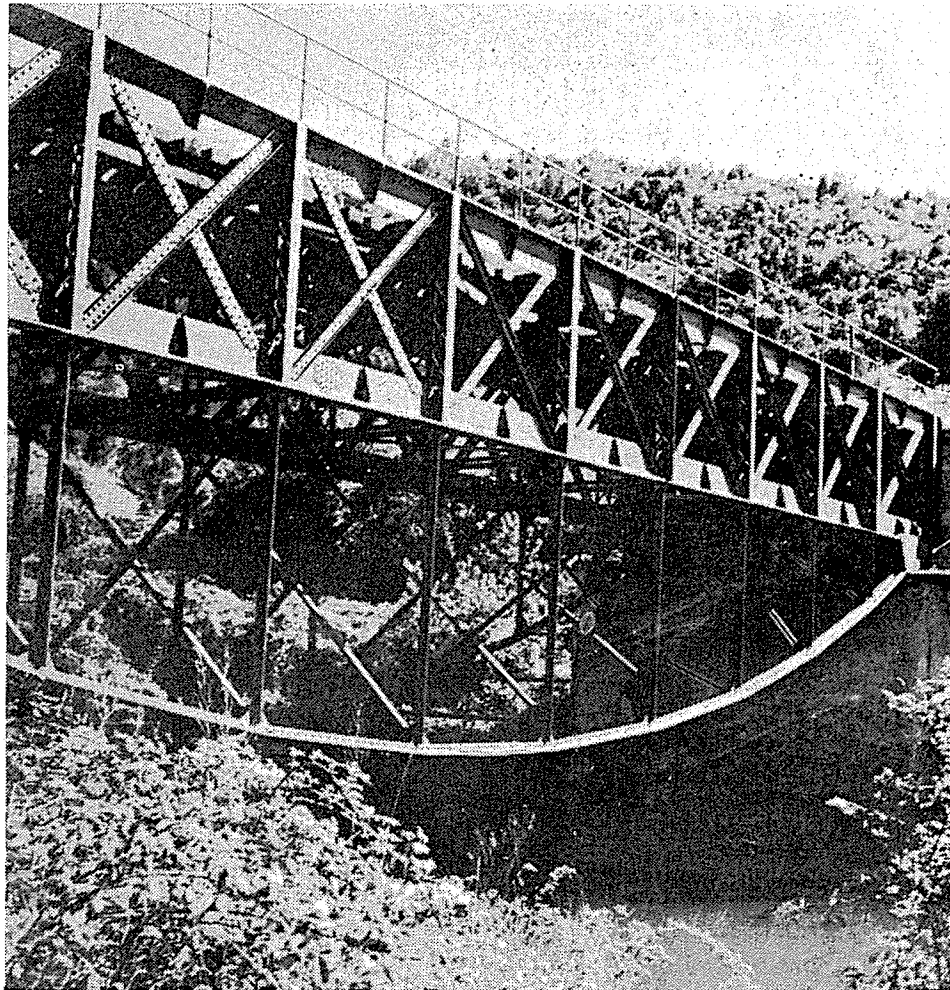
Como las péndolas tienen una sección doble T, su unión al tercer cordón de doble alma no tiene ninguna dificultad y es sólo un poco más complicado en el caso de una alma.

En la lámina 22 tenemos un ejemplo del primer caso en el puente Colilelfu y en el Angostura del segundo.

Ensamble "c"

Este ensamble es igual para los dos tipos Da y De y muy sencillo; el esfuerzo se transmite por dos plats que van remachados a las péndolas y a los montantes. La unión del alma de las péndolas a la cabeza no se toma en cuenta para el cálculo.

Hay casos especiales cuando el alto de la sección de las péndolas es menor que el de la sección de los montantes; en la lámina 23 tenemos un ejemplo de caso normal, puente Paine, y dos irregulares, puentes Ñuble y Donguil.



PUENTE HUAQUILPO. — KM. 8.427. REFUERZO TIPO D_B.

TERCER CORDON INFERIOR

Ensamble "a"

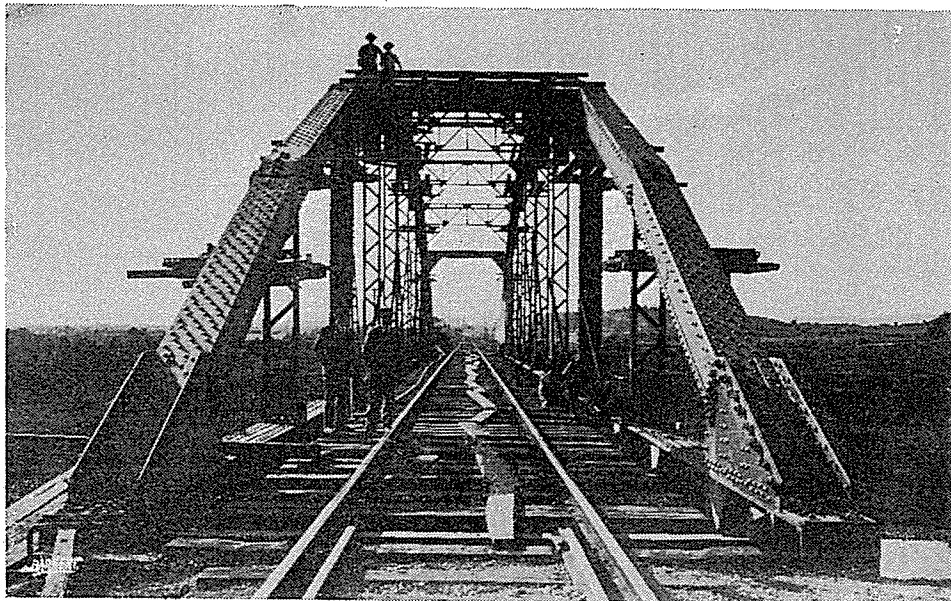
Como al tercer cordón se le da en general una sección T de poca altura en el alma, para su ensamble a la cabeza de la viga hay que colocar dos goussets que forman una U con las suelas de él y unirlos por medio de ángulos a los bordes de la suela de la cabeza colocando éstos encima de ella. Así se consigue que los remaches trabajen al cizalle y no al descabezamiento; pero hay que colocar atiesadores para impedir el doblamiento de la suela, la que a veces se refuerza agregándole otra en la parte del ensamble. Un ejemplo tenemos en la lámina 24, corresponde al puente Lipingüe.

Ensamble "b" y "c"

Como las péndolas trabajan a la compresión y el perfil de su sección está formado por 2 ó 4 ángulos o 2 perfiles U, su ensamble a la cabeza o al tercer cordón es muy sencillo, tal como se ve en la lámina 25, detalles que corresponden al puente Chanco.

CONTRAVIENTOS

En el caso de tercer cordón superior, éste trabaja a la compresión y es, entonces, muy importante el poder contraventarlo superiormente para evitar el pandeo o flambaje. Es discutible la longitud que se debe tomar para el flambaje. En los cordones superiores algunos toman la longitud λ , es decir, la del paño y otros $3/4$ de ella. En general, los pliegos de con-



PUENTE COLLILELFU. — KM. 867.377. REFUERZO TIPO DA.
ARMADURA DEL REFUERZO.

diciones dejan al criterio del ingeniero proyectista la forma de tomar en cuenta el peligro de pandeo del tercer cordón o arco en la parte en que no lleva contraventación superior. Si asimilamos esta situación a la de un cordón superior corriente, deberíamos tomar como longitud máxima λ ; pero como no hay diagonales se disminuye la rigidez de los nudos y por esto es prudente tomar los $3/4$ de la longitud total, es decir, de la suma de los λ de los paños no contraventados en esta parte y λ en los contraventados.

En todo caso se debe tratar de colocar contravientos, aunque sea uno al centro en forma de pórtico si la altura no permite más, y si es necesario, hacerlo en arco, con el objeto de disminuir las vibraciones.

A veces no hay necesidad de colocar diagonales, basta sólo con los pórticos de unión; el primero, debido a la poca altura, hay que proyectarlo en forma de doble T compuesta y los otros, enrejados. El perfil más conveniente para estos últimos es el ángulo de 70 x 70 x 8. En la lámina 26 se ven los diferentes tipos de pórticos que se han usado en esta clase de refuerzos.

En el caso de tercer cordón inferior, también es necesario proyectar contravientos que pueden ser sólo verticales, cuando el tramo por reforzar tiene dos planos de contravientos. Estas amarras verticales, que son muy fáciles de colocar, afirman lateralmente las péndolas y evitan las vibraciones del arco de refuerzo.

El perfil más usado, como en el caso anterior, es el ángulo de 70 x 70 x 8. En la lámina 27 se ven detalles de los contravientos del tercer cordón inferior del puente Lipingüe.

APLICACION DEL REFUERZO TIPO "D" A TRAMOS CONTINUOS

Como habíamos visto antes, el tipo de refuerzo más usado para el caso de vigas continuas es el "E", a pesar de que tiene dos inconvenientes: exige mucho material y no se puede hacer prácticamente un cálculo exacto de la sollicitación de las diagonales nuevas.

El refuerzo "D" es, sin duda ninguna, el más conveniente por las ventajas que presenta aplicado a tramos separados; su comportamiento cuando actúa en vigas continuas parece a la simple vista que no fuera eficaz, en el sentido de que el material del refuerzo no queda bien aprovechado; mas si se hace un análisis más detenido se ve que no es así y que hay probabilidades de que se obtenga un resultado que permita compararlo, aun en cuanto a su economía, con el tipo "E".

Un defecto se nota luego al considerar que el máximo del refuerzo actúa en el centro de la viga, cuando el momento mayor se produce a plomo de los apoyos intermedios, donde no hay refuerzo, ó a $0,4l$ en los tramos extremos; pero si se considera que al aumentar fuertemente el momento de inercia en la parte central de la viga con el tercer cordón se desvían hacia ese centro los puntos fijos y que por lo tanto se disminuyen los momentos

negativos y se aumentan los positivos, se ve que se ha conseguido un refuerzo completamente indirecto en la zona adyacente a los apoyos intermedios y que hay, entonces, la posibilidad de evitar el refuerzo directo de ésta, que sobre todo es un trabajo caro y difícil en la cabeza inferior.

En cuanto al refuerzo de las diagonales, es fácil ver que el tercer cordón disminuye la sollicitación de las diagonales y que esta disminución va siendo menor hasta anularse en el centro de la viga; es decir, actúa igual que en el caso de tramos aislados. Como la componente vertical V del empuje H es proporcional a éste, la eficacia del refuerzo en las diagonales sólo se ve trazando las líneas H para ambos casos.

En resumen, no se puede deducir claramente la conveniencia de colocar este tipo de refuerzo a tramos continuos, sin haberlo estudiado detenidamente aplicándolo a casos reales. Por desgracia, tenemos muy poca experiencia; para poder deducir una conclusión general, deberíamos haber estudiado su aplicación a vigas continuas de diferentes luces y de diferente número de tramos. Hasta ahora sólo lo hemos aplicado al caso del puente Chimbarongo, viga continua de dos tramos de 39,50 m. de luz c/u., y de aquí hemos deducido lo siguiente: ver lámina 28.

1) La superficie formada por la línea de empuje H es 2,7 veces mayor para los tramos aislados que para los continuos.

2) El tercer cordón aplicado a vigas continuas obliga a reforzar directamente las vigas aumentando su material en un 29%; en tramos separados no exige refuerzo.

3) En el primer caso las diagonales necesitan un refuerzo equivalente al 28% de su material y en el segundo, 4%.

4) El peso del refuerzo, tomando en cuenta sólo la parte que varía entre una y otra solución, es:

Primera solución	(tramos continuos)
3.er cordón	565 Kgs.
Refuerzo directo	158
	723 Kgs./m. c.
Segunda solución	(tramos separados)
3.er cordón	565 Kgs.
Refuerzo directo	16
	581 Kgs./m. c.

Es decir, cortando los tramos se economiza un 20% de material.

Volvemos a repetir que en estas cifras sólo se ha considerado el refuerzo de las cabezas y diagonales; no se ha tomado en cuenta todo aquel refuerzo que habría que hacer igualmente en una u otra solución.

También hemos considerado que el peso del tercer cordón fuera igual para ambas soluciones, lo que en realidad no es así, ya que debido al menor empuje que se desarrolla en la primera, se puede seguramente disminuir su sección, sobre todo en el caso del tercer cordón superior en que el flambaje que se puede producir en los primeros paños, debido a la falta de contraventación obliga a aumentar considerablemente la sección.

El viaducto "El Salto", compuesto por 5 tramos continuos de 40 m. de luz cada uno, fué reforzado según el tipo "E". El peso comparable del refuerzo por m. c. fué:

Refuerzo indirecto	553 Kgs.
" directo	230
Total	<u>783 Kgs./m. c.</u>

Si lo comparamos con el del Chimbarongo, puede decirse de igual luz, tenemos:

Refuerzo tipo E	783 Kgs./m. c.
Id. " D	723 " " "

Se ve que el tipo D resulta 8% más económico que el E, porcentaje que aumenta si se toma en cuenta que el puente Chimbarongo necesitaba más refuerzo que "El Salto" por ser más débil y que el tercer cordón del primero podía tener menor sección.

Se deduce de todo esto que el refuerzo tipo D es posiblemente más económico que el E y que aun en el caso en que exigiera un poco más de material es preferible aceptarlo, por tener la ventaja de la determinación de su cálculo.

Siempre, entonces, que se trate de reforzar tramos continuos debe estudiarse primero la posibilidad de poder separar los tramos, lo que se puede hacer si los machones tienen un ancho tal que permita la colocación de dos apoyos; en caso contrario, debe estudiarse la aplicación del tipo D a los tramos continuos y compararlo con el E.

REFUERZO DEL PUENTE CHIMBARONGO

El puente Chimbarongo, ubicado en el kilómetro 41.304 del ramal a Pichilemu, consta de una viga continua de dos tramos de 39,50 m. de luz cada uno y un tramo libre de 39,00 m.

Excesivamente débil para el tráfico actual, era urgente su refuerzo que debía calcularse para el tren C. No era posible hacer un refuerzo directo por la gran cantidad de material nuevo que había que agregar y que no iba a trabajar en buenas condiciones. Era posible aplicar el tipo A, es decir, colocar un apoyo intermedio o el tipo D, 3.er cordón, cordón superior en este caso, la solución más lógica y económica para el tramo aislado. En cuanto a

los tramos continuos, no convenía el tipo de refuerzo E por ser poco económico; antes de ir a dos apoyos intermedios era conveniente tantear la aplicación del tercer cordón a los tramos continuos, lo que daba una solución simétrica al refuerzo de todo el puente.

Como no fuera económica, se llegó a la conclusión que lo más acertado era separar los dos tramos continuos, lo que se podía hacer, pues el ancho del machón permitía la fácil colocación de dos apoyos; quedaba así el puente compuesto por tres tramos iguales de 39,00 m. de luz cada uno, reforzados con tercer cordón superior.

CALCULO DEL TERCER CORDON PARA EL TRAMO AISLADO

Luz de la viga	$l = 39,00$ m.
„ „ los paños	$\lambda = 3,90$ m.
Número de paños	$n = 10$
Flecha del arco	$f =$ entre 5,06 y 5,45 m.

Como se necesita un refuerzo muy grande tomaremos:

$$\begin{aligned}
 f &= 6,00 \text{ m.} \\
 y^2 &= 2 p x \text{ (Ver pág. 46)} \\
 x &= 6,00 \\
 y &= 19,5 \\
 2p &= 63,375
 \end{aligned}$$

Nudos	y	y^2	x	h
0	19,50	380,25	6,00	0,00
1	15,60	243,36	3,84	2,16
2	11,70	136,89	2,16	3,84
3	7,80	60,84	0,96	5,04
4	3,90	15,21	0,24	5,76
5	0,00	0,00	0,00	6,00

$$Q = -\frac{8 f \lambda}{l^2} = \frac{8 \cdot 6 \cdot 3,9}{39^2} = 0,123 \text{ (Ver pág. 47).}$$

$$R = 4,5 \cdot 0,123 = 0,5535$$

$$\lambda R = 2,159$$

$$\lambda \cdot Q = 0,480$$

$$\frac{1}{6} \lambda = 0,650$$

$$M_1 = 2,159 = 2,159$$

$$M_2 = 4,318 - 0,480 = 3,838$$

$$M_3 = 6,477 - 1,440 = 5,037$$

$$M_4 = 8,636 - 2,880 = 5,756$$

$$M_5 = 10,795 - 4,800 = 5,995$$

$$W_1 = 0,65 (0,000 + 4 \cdot 2,159 + 3,838) = 8,1081$$

$$W_2 = 0,65 (2,159 + 4 \cdot 3,838 + 5,037) = 14,6562$$

$$W_3 = 0,65 (3,838 + 4 \cdot 5,037 + 5,756) = 19,3323$$

$$W_4 = 0,65 (5,037 + 4 \cdot 5,756 + 5,995) = 22,1364$$

$$W_5 = 0,65 (5,756 + 4 \cdot 5,995 + 5,756) = 23,0698$$

$$R_w = 75,7679$$

$$\frac{1}{\lambda} m_1 = 75,7679 = 75,8$$

$$\frac{1}{\lambda} m_2 = 151,5358 - 8,1081 = 143,2$$

$$\frac{1}{\lambda} m_3 = 227,3037 - 16,2162 - 14,6562 = 196,4$$

$$\frac{1}{\lambda} m_4 = 303,0716 - 24,3243 - 29,3124 - 19,3323 = 230,1$$

$$\frac{1}{\lambda} m_5 = 378,8395 - 32,4324 - 43,9686 - 38,6646 - 22,1364 = 241,6$$

$$E = 21.000.000 \text{ Ton./m}^2$$

$$I_m = 0,0853 \text{ m}^4$$

$$EI_m = 1,791,300$$

$$\frac{\lambda}{EI_m} = \frac{3,90}{1791300} = 0,0000021772$$

$$\delta = \frac{1}{\lambda} \cdot M \frac{\lambda}{EI_m} = \frac{M}{EI_m}$$

$$\delta_1 = 0,0000021772 \cdot 75,8 = 0,000165$$

$$\delta_2 = 0,0000021772 \cdot 143,2 = 0,000312$$

$$\delta_3 = 0,0000021772 \cdot 196,4 = 0,000428$$

$$\delta_4 = 0,0000021772 \cdot 230,1 = 0,000501$$

$$\delta_5 = 0,0000021772 \cdot 241,6 = 0,000526$$

Cálculo de $\Sigma \frac{M'^2 dx}{EI}$

$$K_n = \frac{1}{2} \lambda (M_{n-1} + M_n)$$

$$K_1 = \frac{1}{2} \cdot \lambda (0,000 + 2,159) = \frac{1}{2} \lambda \cdot 2,159$$

$$K_2 = \frac{1}{2} \cdot \lambda (2,159 + 3,838) = \frac{1}{2} \lambda \cdot 5,997$$

$$K_3 = \frac{1}{2} \cdot \lambda (3,838 + 5,037) = \frac{1}{2} \lambda \cdot 8,875$$

$$K_4 = \frac{1}{2} \cdot \lambda (5,037 + 5,756) = \frac{1}{2} \lambda \cdot 10,793$$

$$K_5 = \frac{1}{2} \cdot \lambda (5,756 + 5,995) = \frac{1}{2} \lambda \cdot 11,751$$

$$K_1^2 = \frac{1}{4} \lambda^2 \cdot 4,661$$

$$K_2^2 = \frac{1}{4} \lambda^2 \cdot 35,964$$

$$K_3^2 = \frac{1}{4} \lambda^2 \cdot 78,766$$

$$K_4^2 = \frac{1}{4} \lambda^2 \cdot 116,489$$

$$K_5^2 = \frac{1}{4} \lambda^2 \cdot 138,086$$

$$\Sigma K^2 = \frac{1}{2} \lambda^2 \cdot 373,966$$

$$\Sigma \frac{M'^2 dx}{EI} = \frac{1}{\lambda EI_m} \cdot \Sigma K^2 = \frac{3,9 \cdot 373,966}{2 \cdot 1.791.300} = 0,000407$$

$$\text{Cálculo de } \Sigma S'^2 ds = \frac{\lambda}{E \Omega} \cdot \Sigma \frac{1}{\cos^3 \alpha}$$

$$\Omega = 150 \text{ cm}^2 \quad E = 21.000.000 \text{ Ton./m}^2.$$

$$E \Omega = 210.000.000 \cdot 0,0150 = 315.000$$

Paños	Tg α	α	Cos α	Cos ³ α	$\frac{1}{\text{Cos}^3 \alpha}$
1	0,554	29°	0,875	0,670	1,493
2	0,431	23° 20'	0,918	0,774	1,292
3	0,308	17° 10'	0,955	0,871	1,148
4	0,184	10° 30'	0,983	0,950	1,053
5	0,062	3° 40'	0,998	0,994	1,006
					5,992

$$\Sigma \frac{S'^2 ds}{E \Omega} = \frac{3,9 \cdot 2 \cdot 5,992}{315.000} = 0,000148 \text{ (Ver pág. 51).}$$

Péndolas

$$\Omega = 40 \text{ cm}^2.$$

$$E \Omega = 21.000.000 \cdot 0,0040 = 84.000$$

$$\frac{S'^2 ds}{E \Omega} = 0,123^2 \cdot \frac{39,6}{84.000} = 0,000071$$

Trabajo total de deformación:

Viga	0,000407
Arco	0,000148
Péndolas	0,000007
	0,000562

$$\begin{aligned}
 H_1 &= \frac{0,000165}{0,000562} = 0,294 \\
 H_2 &= \frac{0,000312}{0,000562} = 0,555 \\
 H_3 &= \frac{0,000428}{0,000562} = 0,762 \\
 H_4 &= \frac{0,000501}{0,000562} = 0,891 \\
 H_5 &= \frac{0,000526}{0,000562} = 0,936
 \end{aligned}$$

Obtenidos los valores de H , es fácil determinar las líneas de influencia para los momentos y esfuerzos de corte, como ya lo hemos visto en el capítulo anterior.

CALCULO DEL TERCER CORDON PARA LA VIGA CONTINUA

Como el tercer cordón es igual al de la viga aislada, tenemos ya calculados los valores de h , el esfuerzo $Q = 0,123$ para un estado de carga $H = -1$ y los trabajos de deformaciones del arco y de las péndolas. Queda por determinar los desplazamientos verticales δ para las cargas Q y el trabajo de deformación de la viga.

De las tablas de Cart y Portes sacamos los valores dados a continuación (cuadro A) para determinar los momentos. Con estos valores calculamos los valores δ de la elástica

$$\delta_n = \frac{A \cdot n \lambda - \Sigma (F \cdot a)}{E I}$$

Llamamos:

- M los momentos producidos por las cargas $Q = 123$ Kgs.
- F superficies de momentos aplicados en los nudos como cargas
- A reacción de apoyo producida por los F
- d distancia del nudo al apoyo intermedio.
- λ luz de los paños
- a distancia de los F a la izquierda del nudo considerado, al nudo (cuadro B).

MOMENTOS DE FLEXION PARA $l_1 = l_2 = 39,5$ m.

CUADRO A

Abscisa x de la línea de influencia e del móvil	Ordenadas de las líneas de influencia relativas a secciones hechas en el tramo cargado.									
	SECCION EN LA ABCISIA :									
	a = 0,1 l	a = 0,2 l	a = 0,3 l	a = 0,4 l	a = 0,5 l	a = 0,6 l	a = 0,7 l	a = 0,8 l	a = 0,9 l	
0,1 l	3,45774	2,9645	2,4717	1,97895	1,4862	0,9934	0,50066	0,0079	—	0,4849
0,2 l	2,9704	5,9408	4,9612	3,9816	3,002	2,0224	1,0428	0,0632	—	0,9164
0,3 l	2,4954	4,9908	7,4862	6,03165	4,5671	3,1225	1,6689	0,2133	—	1,2413
0,4 l	2,0382	4,0764	6,1146	8,1528	6,241	4,3292	2,4174	0,5056	—	1,4062
0,5 l	1,6047	3,2094	4,8141	6,41875	8,0234	5,6781	3,3328	0,9875	—	1,3578
0,6 l	1,2008	2,4016	3,6024	4,8032	6,004	7,2048	4,4556	1,7064	—	1,0428
0,7 l	0,8325	1,6649	2,4974	3,3299	4,1623	4,9948	5,8272	2,7097	—	0,4078
0,8 l	0,5056	1,0112	1,5168	2,0224	2,528	3,0336	3,5392	4,0448	+	0,6004
0,9 l	0,22614	0,4523	0,6784	0,9046	1,1307	1,3568	1,583	1,8091		2,0352

I Tramo cargado

CUADRO A

Ordenadas de las líneas de influencia relativas a secciones hechas en el tramo vecino al cargado.										
SECCION EN LA ABCISIA :										
Abscisa de la línea de influencia e del móvil	a = 0,1 l	a = 0,2 l	a = 0,3 l	a = 0,4 l	a = 0,5 l	a = 0,6 l	a = 0,7 l	a = 0,8 l	a = 0,9 l	Pila
0,1 l	— 0,0978	— 0,1955	— 0,2933	— 0,3910	— 0,4888	— 0,5866	— 0,6843	— 0,7821	— 0,8799	— 0,9776
0,2 l	— 0,1896	— 0,3792	— 0,5688	— 0,7584	— 0,948	— 1,1376	— 1,3272	— 1,5168	— 1,7064	— 1,896
0,3 l	— 0,2696	— 0,5392	— 0,8088	— 1,0784	— 1,34795	— 1,6175	— 1,8871	— 2,1567	— 2,4263	— 2,6959
0,4 l	— 0,3318	— 0,6636	— 0,9954	— 1,3272	— 1,659	— 1,9908	— 2,3226	— 2,6544	— 2,9862	— 3,318
0,5 l	— 0,3703	— 0,7406	— 1,1109	— 1,4812	— 1,8516	— 2,2219	— 2,5922	— 2,9625	— 3,3328	— 3,7031
0,6 l	— 0,3792	— 0,7584	— 1,1376	— 1,5168	— 1,896	— 2,2752	— 2,6544	— 3,0336	— 3,4128	— 3,792
0,7 l	— 0,3525	— 0,70508	— 1,0576	— 1,4102	— 1,7627	— 2,1152	— 2,4678	— 2,8203	— 3,1729	— 3,5254
0,8 l	— 0,2844	— 0,5688	— 0,8532	— 1,1376	— 1,422	— 1,7064	— 1,9908	— 2,2752	— 2,5596	— 2,844
0,9 l	— 0,1689	— 0,3377	— 0,5066	— 0,6754	— 0,8443	— 1,0132	— 1,182	— 1,3502	— 1,5197	— 1,6886

I Tramo cargado

CUADRO B

Secciones	Momentos con 123 Kgs.	F Kgm ²	d	F d	A . n λ	Σ (F . a)	$\frac{\lambda \cdot n \lambda}{\Sigma (F \cdot a)}$	δ_n mm.
0,1	1585 Kgm.	6260,75	35,55	222570	156353	0	156353	0,087
0,2	2684	10601,8	31,60	335017	312706	24730	287976	0,16
0,3	3298	13027,1	27,65	360199	469059	91337	377722	0,21
0,4	3425	13528,75	23,70	320631	625411	209401	416010	0,232
0,5	3067	12114,65	19,75	239264	781764	380904	400860	0,223
0,6	2223	9368,54	15,80	148023	938117	600259	337858	0,188
0,7	893	1748,19	11,85	20716	1094470	856621	237849	0,133
0,8	— 923	— 1839,72	7,90	— 14534	1250823	1119887	130936	0,073
0,9	— 3225	— 13346,64	3,95	— 52719	1407176	1375887	31289	0,0175
Abseisa	38,18 m.	(— 11873,7)	1,3166	— 15633	1563535
Pila	— 6012	1563534	0	0

$$\Sigma F = 39590 = A \quad \Sigma F \cdot d = 1563534$$

TRABAJO DE DEFORMACION DE LA VIGA:

$$K_1 = \frac{1}{2} \cdot \lambda (0,000 + 1,585) = \frac{1}{2} \lambda \cdot 1,585$$

$$K_2 = \frac{1}{2} \cdot \lambda (1,585 + 2,684) = \frac{1}{2} \lambda \cdot 4,269$$

$$K_3 = \frac{1}{2} \cdot \lambda (2,684 + 3,298) = \frac{1}{2} \lambda \cdot 5,982$$

$$K_4 = \frac{1}{2} \cdot \lambda (3,298 + 3,425) = \frac{1}{2} \lambda \cdot 6,723$$

$$K_5 = \frac{1}{2} \cdot \lambda (3,425 + 3,067) = \frac{1}{2} \lambda \cdot 6,492$$

$$K_6 = \frac{1}{2} \cdot \lambda (3,067 + 2,223) = \frac{1}{2} \lambda \cdot 5,290$$

$$K_7 = \frac{1}{2} \cdot \lambda (2,223 + 0,893) = \frac{1}{2} \lambda \cdot 3,116$$

$$K_8 = \frac{1}{2} \cdot \lambda (0,893 - 0,923) = \frac{1}{2} \lambda \cdot 0,030$$

$$K_9 = \frac{1}{2} \cdot \lambda (-0,923 - 3,225) = \frac{1}{2} \lambda \cdot 4,148$$

$$K_1^2 = \frac{1}{4} \lambda^2 \cdot 2,512$$

$$K_2^2 = \frac{1}{4} \lambda^2 \cdot 18,224$$

$$K_3^2 = \frac{1}{4} \lambda^2 \cdot 35,784$$

$$K_4^2 = \frac{1}{4} \lambda^2 \cdot 45,199$$

$$K_5^2 = \frac{1}{4} \lambda^2 \cdot 42,146$$

$$K_6^2 = \frac{1}{4} \lambda^2 \cdot 27,984$$

$$K_7^2 = \frac{1}{4} \lambda^2 \cdot 9,709$$

$$K_8^2 = \frac{1}{4} \lambda^2 \cdot 0,000$$

$$K_9^2 = \frac{1}{4} \lambda^2 \cdot 17,206$$

$$\Sigma K^2 = \frac{1}{4} \lambda^2 \cdot 198,764$$

$$\Sigma \frac{M'^2 dx}{EI} = \frac{3,9 \cdot 198,764}{4 \cdot 1\,791\,300} = 0,000108$$

TRABAJO TOTAL DE DEFORMACION

Viga 0,000108

Arco 0,000148

Péndolas 0,000007

0,000263

Total: 2 . 0,000263 = 0,000526

Como $H = \frac{\delta}{0,000526}$, tenemos:

$$H_1 = \frac{0,000087}{0,000526} = 0,165$$

$$H_2 = \frac{0,00016}{0,000526} = 0,304$$

$$H_3 = \frac{0,00021}{0,000526} = 0,399$$

$$H_4 = \frac{0,000232}{0,000526} = 0,441$$

$$H_5 = \frac{0,000223}{0,000526} = 0,424$$

$$H_6 = \frac{0,000188}{0,000526} = 0,357$$

$$H_7 = \frac{0,000133}{0,000526} = 0,253$$

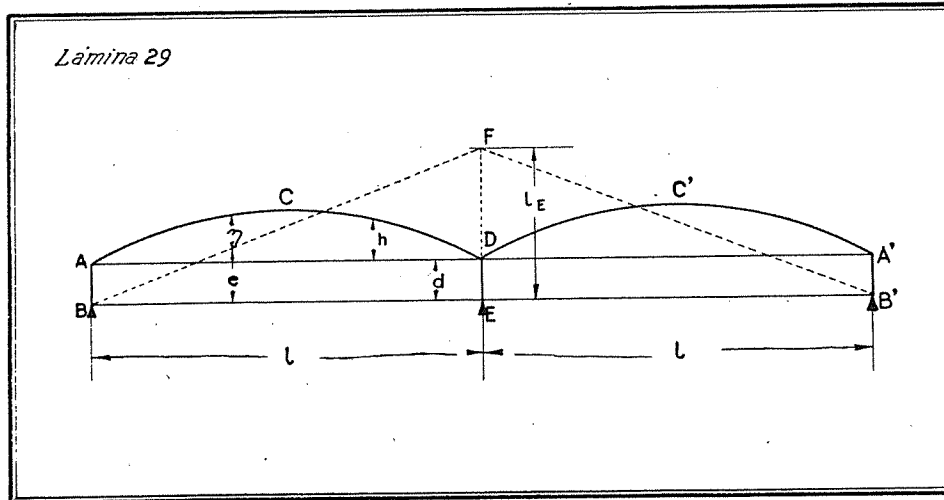
$$H_8 = \frac{0,000073}{0,000526} = 0,139$$

$$H_9 = \frac{0,000017}{0,000526} = 0,032$$

Para el caso de un tercer cordón teníamos la fórmula que nos daba el momento total:

$$M = m - H \cdot h$$

Según Müller Breslau, Tomo III, capítulo IV, para vigas continuas los momentos serían (ver lámina 29): $M = m - H \cdot \eta$



Como la superficie de carga B A C D C' A' B' E debe estar en equilibrio con la superficie B F B' E, tenemos para el apoyo E:

$$\frac{2 f \cdot l}{3} + d \cdot l - 2 \frac{e_E \cdot l}{3} = 0$$

$$f + \frac{3}{2} d - e_E = 0$$

$$e_E = f + \frac{3}{2} d$$

$$d = 3,72$$

$$e_E = 6 + \frac{3}{2} \cdot 3,72$$

$$e_E = 11,58$$

Para determinar los esfuerzos en las cabezas, trazaríamos las líneas de influencia de los momentos en la siguiente forma:

Cabeza inferior:

$$F_i = \frac{M_A}{d} - H$$

$$F_i d = M_A - H d$$

$$M_A = M - H (\eta - d) - H d$$

$$F_i d = M - H \eta + H d - H d - H d = M - H \eta - H d$$

Los valores M ya los calculamos para la viga continua.

Cabeza superior:

$$F_s = \frac{M_B}{d}$$

$$F_s \cdot d = M_B$$

$$M_B = m - H \eta$$

$$F_s \cdot d = m - H \eta$$

Basta, entonces, determinar las líneas de influencia para F_i y restarles el valor $H d$ para obtener las correspondientes de F_s . A continuación damos los valores de e , $h - e$ y $H d$.

$$\eta = h + d - e$$

Sección	h	e	h - e	H	H . d	η
1	2,16	1,158	1,002	0,165	0,614	4,722
2	3,84	2,316	1,524	0,304	1,131	5,244
3	5,04	3,474	1,566	0,399	1,484	5,286
4	5,76	4,632	1,128	0,441	1,641	4,848
5	6,00	5,790	0,210	0,424	1,577	3,930
6	5,76	6,948	— 1,188	0,357	1,328	2,532
7	5,04	8,106	— 3,066	0,253	0,941	0,654
8	3,84	9,264	— 5,424	0,139	0,517	— 1,704
9	2,16	10,422	— 8,262	0,032	0,119	— 4,562
Pila	0,00	11,580	— 11,580	0,000	0,000	— 7,860

V A L O R E S D E H η

η	4,722	5,244	5,286	4,848	3,930	2,532	0,654	-1,704	-4,562	-7,860
0,165	0,779	0,865	0,872	0,800	0,648	0,418	0,108	-0,281	-0,753	-1,297
0,304	1,435	1,594	1,607	1,474	1,195	0,770	0,199	-0,518	-1,387	-2,389
0,399	1,884	2,092	2,109	1,934	1,568	1,010	0,261	-0,680	-1,820	-3,136
0,441	2,082	2,313	2,331	2,138	1,733	1,117	0,288	-0,751	-2,011	-3,466
0,424	2,002	2,223	2,241	2,056	1,666	1,074	0,277	-0,722	-1,934	-3,333
0,357	1,686	1,872	1,887	1,731	1,403	0,904	0,233	-0,608	-1,629	-2,806
0,253	1,195	1,327	1,337	1,227	0,994	0,641	0,165	-0,431	-1,154	-1,989
0,139	0,656	0,729	0,735	0,674	0,546	0,352	0,091	-0,237	-0,634	-1,093
0,032	0,151	0,168	0,169	0,155	0,126	0,081	0,021	-0,055	-0,146	-0,252
Sección	1	2	3	4	5	6	7	8	9	Pila

Valores de H

LINEAS DE m — H η

PRIMER TRAMO

Absci- sa	1	2	3	4	5	6	7	8	9	Pila
0,1	2,679	2,100	1,600	1,179	0,838	0,575	0,393	0,289	0,268	+ 0,319
0,2	1,535	4,347	3,354	2,508	1,807	1,252	0,844	0,581	0,471	+ 0,493
0,3	0,611	2,899	5,377	4,098	2,999	2,113	1,408	0,893	0,579	+ 0,440
0,4	— 0,044	1,763	3,784	6,015	4,508	3,212	2,129	1,257	0,605	+ 0,148
0,5	— 0,397	0,986	2,573	4,363	7,357	4,604	3,056	1,710	0,576	— 0,370
0,6	— 0,485	0,530	1,715	3,072	4,601	6,301	4,223	2,314	0,586	— 0,986
0,7	— 0,363	0,338	1,160	2,103	3,168	4,354	5,662	3,141	0,746	— 1,536
0,8	— 0,150	0,282	0,782	1,348	1,982	2,682	3,448	4,282	1,234	— 1,751
0,9	0,075	0,284	0,509	0,750	1,005	1,276	1,562	1,864	2,181	— 1,437

L I N E A S m — H 11

SEGUNDO TRAMO

Absci- sa	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0,1	— 0,249	— 0,364	— 0,462	— 0,546	— 0,615	— 0,668	— 0,705	— 0,727	— 0,734
0,2	— 0,846	— 1,108	— 1,304	— 1,432	— 1,494	— 1,490	— 1,418	— 1,280	— 1,072
0,3	— 1,465	— 1,866	— 2,146	— 2,305	— 2,342	— 2,259	— 2,052	— 1,726	— 1,272
0,4	— 2,018	— 2,536	— 2,882	— 3,058	— 3,062	— 2,895	— 2,556	— 2,046	— 1,357
0,5	— 2,372	— 2,964	— 3,352	— 3,537	— 3,518	— 3,296	— 2,869	— 2,241	— 1,399
0,6	— 2,461	— 3,071	— 3,469	— 3,655	— 3,629	— 3,392	— 2,942	— 2,283	— 1,402
0,7	— 2,237	— 2,797	— 3,167	— 3,344	— 3,331	— 3,125	— 2,729	— 2,140	— 1,353
0,8	— 1,719	— 2,163	— 2,460	— 2,612	— 2,617	— 2,476	— 2,190	— 1,757	— 1,173
0,9	— 0,948	— 1,203	— 1,379	— 1,475	— 1,492	— 1,431	— 1,290	— 1,069	— 0,767

VALORES H $\text{tg} \alpha$

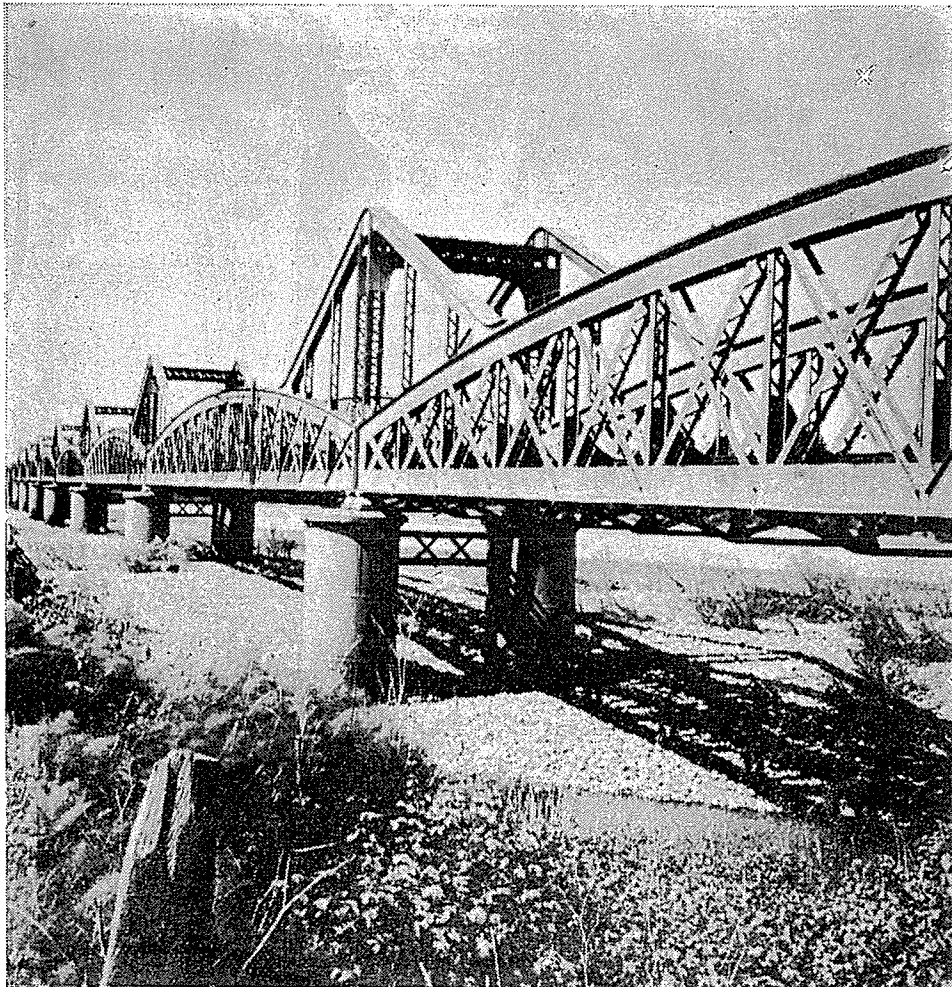
Paños	1	2	3	4	5
0,1 l	0,091	0,071	0,051	0,030	0,010
0,2	0,168	0,131	0,094	0,056	0,019
0,3	0,221	0,172	0,123	0,073	0,025
0,4	0,244	0,190	0,136	0,081	0,027
0,5	0,235	0,183	0,131	0,078	0,026
0,6	0,198	0,154	0,110	0,066	0,022
0,7	0,140	0,109	0,078	0,047	0,016
0,8	0,077	0,060	0,043	0,026	0,009
0,9	0,018	0,014	0,010	0,006	0,002

Ver lámina 30.

CAPITULO IX

REFUERZO TIPO E

Este sistema de refuerzo consiste en transformar las vigas continuas de momento de inercia constante en vigas continuas de momento de inercia variable, por la colocación de un tercer cordón parabólico invertido tangente a la viga en la cabeza superior y que forman triángulos cuyos vértices opuestos a la cabeza superior de la viga están a plomo de los apoyos intermedios. Parte de los tramos extremos de las vigas continuas quedan sin refuerzo indirecto.



PUENTE ACHIBUENO. — KM. 305.400. REFUERZO TIPO E

Al aumentar fuertemente el momento de inercia en los apoyos intermedios, se consigue desplazar hacia éstos los puntos fijos y se disminuyen los momentos positivos aumentándose, por consiguiente, los negativos. La disminución de los momentos positivos debe ser tal que sólo exija, en la parte de los tramos extremos que no lleva refuerzo indirecto, uno directo fácil de colocar y que cumpla con las condiciones exigidas para esta clase de refuerzos. Si esto no se consigue, el sistema no es económico y no es conveniente su aplicación.

Se puede, a veces, con objeto de disminuir el momento positivo, desnivelar los apoyos; tiene el inconveniente que se disminuye poco el momento positivo y se aumenta mucho el negativo. No es recomendable, tampoco, cuando los apoyos intermedios están sobre pilas metálicas.

Como un primer tanteo para ver la posibilidad de usar este sistema de refuerzo, puede considerarse que el momento positivo producido por la carga móvil va a disminuir en un 10%; si la viga resiste el momento debido al peso propio más el 90% del correspondiente a la carga móvil o para soportarlo necesita un refuerzo directo que cumpla con requisitos ya fijados, entonces puede estudiarse su aplicación. En caso contrario se verá la posibilidad de desnivelar los apoyos antes de abandonar el estudio de la aplicación de este tipo de refuerzo.

Este sistema tiene la ventaja propia de los refuerzos indirectos; el material del refuerzo se prepara en el taller; el trabajo en el terreno se reduce sólo a su colocación; pero tiene dos inconvenientes:

- 1) Exige mucho material.
- 2) El cálculo de los esfuerzos en las diagonales de la zona del refuerzo indirecto, tanto en los nuevos como en los existentes, es prácticamente indeterminado.

La mayor altura del arco del refuerzo está a plomo de los apoyos intermedios y es la flecha de la parábola; se puede tomar igual a un 13 ó 14% de la luz de los tramos.

Las diagonales situadas fuera de la zona con refuerzo indirecto necesitan ser reforzadas directamente, y es entonces una de las condiciones para que dé buen resultado el sistema de refuerzo, que el que se haga en estas diagonales sea sencillo y sólo haya que cortar unos pocos de los remaches que las unen a las cabezas de las vigas.

Este sistema se puede aplicar, también, al caso de tramos simplemente apoyados, los que habría que unir previamente. No se recomienda por ser muy costoso.

Al tercer cordón se le da generalmente una sección cajón, a fin de conseguir a plomo de los apoyos intermedios un momento de inercia 10 a 12 veces mayor que en el de la sección central de la viga.

Para un primer tanteo se pueden fijar más o menos las dimensiones de la sección del tercer cordón, de acuerdo con las que se han tomado en otros casos. Damos, a continuación, los datos principales de los puentes en que se ha usado este tipo de refuerzo:

PUENTE	Número de tramos	$\frac{f}{l}$	Luz	Flecha	$\frac{I_a}{I_c}$	$\frac{\Omega_x}{\Omega_c}$
Río Bueno	3	...	34-40-34
Llollehue 2 . . .	3	12	40-50-40	6,0	12,8	1,59
Salto	5	14,5	40	5,8	9,8	1,36
Quino	4	14	50	7,0	11,9	1,1
Quílleim	3	12,8	70	9,0	7,2	0,96

Como se ve, los valores $\frac{I_a}{I_c}$ y $\frac{\Omega_x}{\Omega_c}$ o sea las razones entre el mo-

mento de inercia total en el apoyo y el de la parte central y entre la sección del tercer cordón y la de la cabeza superior en la parte central, no siguen ninguna ley. Estos datos sirven para fijar en situaciones análogas los diferentes valores.

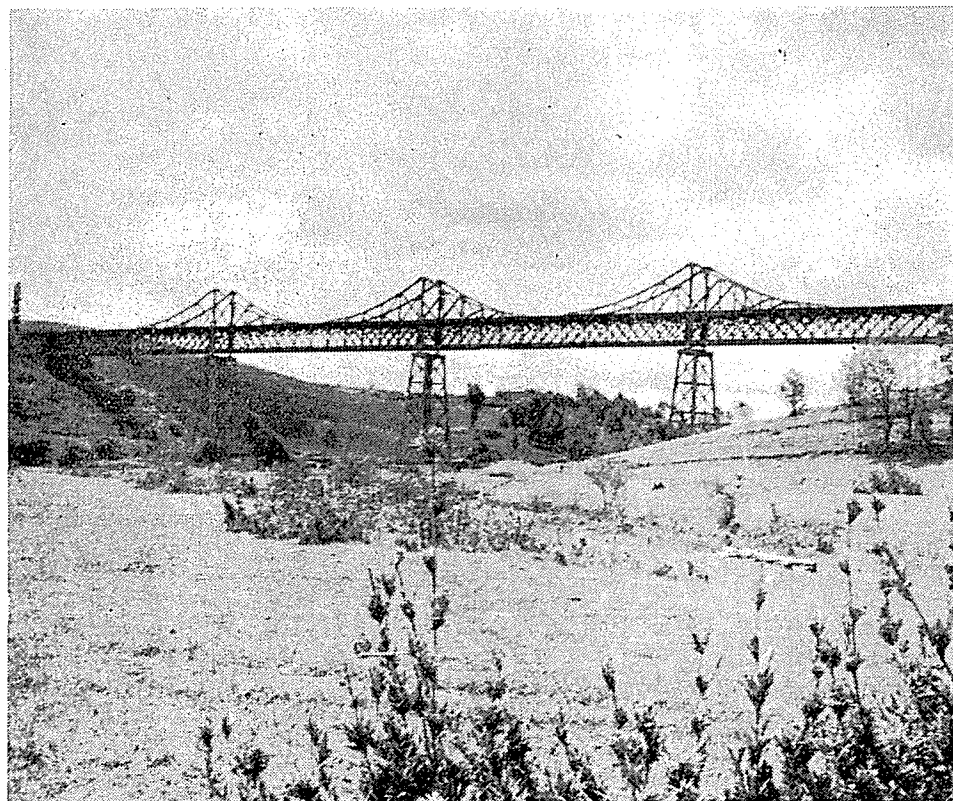
La forma del enrejado de unión del tercer cordón a la viga depende del número de paños y también de la naturaleza del enrejado de la viga. Generalmente conviene colocar las diagonales comprimidas en los dos paños adyacentes al apoyo.

Este tipo de refuerzo se puede usar en el caso de puentes de vía inferior e intermedia y en los de vía superior cuando el ancho del puente lo permite. El colocar el refuerzo hacia abajo sólo hay posibilidad de hacerlo en caso que los machones fueran pilas metálicas y que éstas lo permitan y aun así las dificultades que hay que vencer encarecen el trabajo en tal forma que no es económico.

El cálculo del refuerzo se concreta al cálculo de una viga de momento de inercia variable. Las líneas de influencia de los momentos y de los esfuerzos de corte se pueden obtener gráfica o analíticamente. Una vez obtenidas estas líneas ya no hay dificultad ninguna en el trabajo restante, sino en la determinación del esfuerzo en las diagonales del sector que lleva el tercer cordón, o sea, el refuerzo indirecto.

La repartición del esfuerzo entre las diagonales nuevas y las existentes es prácticamente indeterminado, pues su cálculo matemático sería enormemente dificultoso y como habría que basarse en hipótesis prácticas, como es el desdoblamiento de los enrejados múltiples, no se llega tampoco a un resultado exacto. Es más conveniente suponer que se ha aumentado en 1 el enrejado primitivo. Así, si el enrejado es cuádruple, suponemos que las diagonales nuevas toman un quinto del esfuerzo. Como esta hipótesis es demasiado favorable para las diagonales nuevas, conviene no fijar las seccio-

nes de éstas muy estrechas, es mejor dejar cierto margen por si hay una mayor sollicitación. Como dijimos anteriormente, esta indeterminación es el defecto más grave de este tipo de refuerzo.



VIADUCTO QUINO. — KM. 634. REFUERZO TIPO E.

El método para obtener las líneas de influencia puede ser gráfico como ya lo vimos. Basta con obtener la línea de influencia de los momentos para los apoyos intermedios y por el método de Land se deducen las demás líneas y también las de los esfuerzos de corte.

El método gráfico conviene aplicarlo en caso de vigas de tres tramos como máximo, sobre todo si son de luces desiguales; para más de tres tramos, o sea de cuatro apoyos, tiene el inconveniente de que la elástica dibujada que va a ser la línea de influencia de los momentos en un apoyo intermedio tiene que pasar por tantos puntos en línea recta como tramos hay. Así, para una viga continua de 5 tramos, tienen que estar sobre una recta los puntos en que esta línea corta a las verticales que pasan por los apoyos 2-3-4-5 y 6. Es muy difícil evitar los errores en el dibujo, conseguir que se cumpla con esta condición es casi imposible. Como hay que compensar los errores sin tener criterio sobre la magnitud de ellos, en realidad es más conveniente no usar este método sino el analítico que se simplifica considerablemente cuando las luces son iguales.

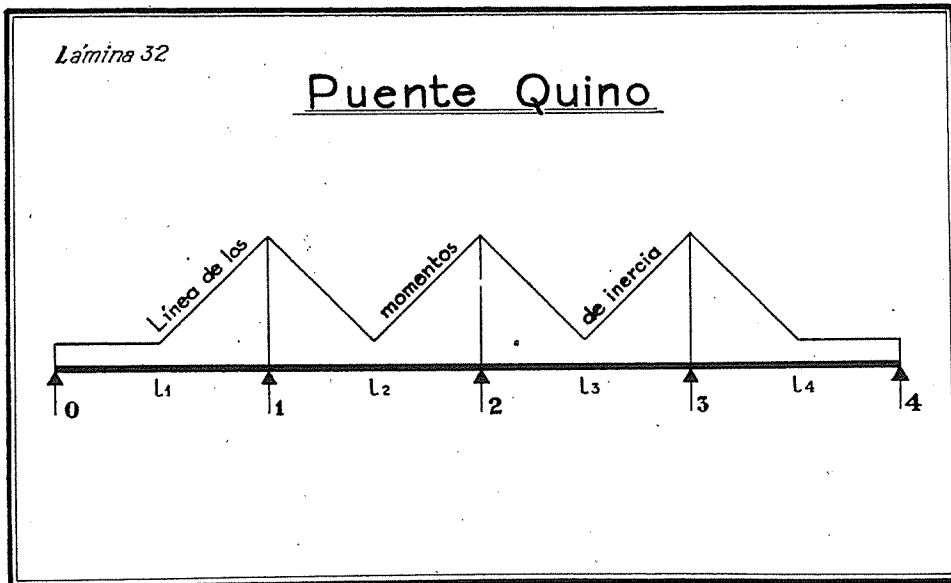
REFUERZO DEL PUENTE QUINO

El puente Quino es un viaducto situado en el kilómetro 634.000 de la línea central, entre Victoria y Temuco. Se compone de cuatro tramos continuos de 50 metros de luz cada uno, apoyados sobre dos estribos de albañilería de piedra y tres pilas metálicas. En la lámina 31 se ve un esquema del puente con su refuerzo y detalles de sus principales ensambles. A continuación, damos el cálculo analítico de las líneas de influencia para los apoyos.

Líneas de influencia de los momentos en las pilas

La ecuación general de los tres momentos o de Clapeyron es la siguiente:

$$\begin{aligned}
 & l_2 \left[M_0 \int_0^{l_1} \frac{x \, d x}{I} + \frac{M_1 - M_0}{l_1} \int_0^{l_1} \frac{x^2 \, d x}{I} \right] + l_1 \left[M_1 \int_0^{l_2} \frac{(l_2 - x) \, d x}{I} \right. \\
 & \left. + \frac{M_2 - M_1}{l_2} \int_0^{l_2} \frac{(l_2 - x) x \, d x}{I} \right] = - l_2 \int_0^{l_1} \frac{M x \, d x}{I} - l_1 \int_0^{l_2} \frac{M (l_2 - x) \, d x}{I} \\
 & + E \left[l_2 (y_0 - y_1) + l_1 (y_2 - y_1) \right] \text{ Ver lámina 32}
 \end{aligned}$$



Para el puente Quino tenemos las siguientes condiciones:

- 1) Luces iguales, $l_1 = l_2 = l_3 = l_4 = l$.
- 2) Apoyos al mismo nivel, $y_0 = y_1 = y_2 = y_3 = y_4 = 0$.
- 3) Momentos de las pilas nulos en 0 y 4, $M_0 = M_4 = 0$.

Con estas condiciones aplicamos la ecuación de los tres momentos para l_1 y $l_2 - l_2$ y $l_3 - l_3$ y l_4 y tenemos 3 ecuaciones con 3 incógnitas, los momentos en las pilas, M_1 , M_2 y M_3 .

$$1) \frac{M_1}{l} \int_0^{l_1} \frac{x^2 dx}{I} + M_1 \int_0^{l_2} \frac{(l^2 - x) dx}{I} + \frac{M_2 - M_1}{l} \int_0^{l_2} \frac{x(l_2 - x) dx}{I} =$$

$$\int_0^{l_1} \frac{M x dx}{I} - \int_0^{l_2} \frac{M(l_2 - x) dx}{I}$$

$$2) M_1 \int_0^{l_2} \frac{x dx}{I} + \frac{M_2 - M_1}{l} \int_0^{l_2} \frac{x^2 dx}{I} + M_2 \int_0^{l_3} \frac{(l_3 - x) dx}{I} + \frac{M_3 - M_2}{l}$$

$$\int_0^{l_3} \frac{x(l_3 - x) dx}{I} = \int_0^{l_2} \frac{M x dx}{I} - \int_0^{l_3} \frac{M(l_3 - x) dx}{I}$$

$$3) M_2 \int_0^{l_3} \frac{x dx}{I} + \frac{M_3 - M_2}{l} \int_0^{l_3} \frac{x^2 dx}{I} + M_3 \int_0^{l_4} \frac{(l_4 - x) dx}{I} - \frac{M_3}{l}$$

$$\int_0^{l_4} \frac{x(l_4 - x) dx}{I} = \int_0^{l_3} \frac{M x dx}{I} - \int_0^{l_4} \frac{M(l_4 - x) dx}{I}$$

Como las luces son iguales y los momentos de inercia también lo son en los tramos 2 y 3 e iguales, pero no simétricos respecto del origen de la abscisa x en los tramos 1 y 4, tendremos que muchos de los valores de los integrales son iguales. Para simplificar, tendremos:

$$\int_0^{l_1} \frac{x dx}{I} = \int_0^{l_4} \frac{(l_4 - x) dx}{I} = A_1$$

$$\int_0^{l_2} \frac{x \, dx}{I} = \int_0^{l_3} \frac{x \, dx}{I} = \int_0^{l_2} \frac{(l_2 - x)}{I} \, dx = \int_0^{l_3} \frac{l_3 - x}{I} \, dx = A_2$$

$$\int_0^{l_1} \frac{x^2 \, dx}{I} = B_1$$

$$\int_0^{l_2} \frac{x^2 \, dx}{I} = \int_0^{l_3} \frac{x^2 \, dx}{I} = B_2$$

$$\int_0^{l_4} \frac{x(l_4 - x)}{I} \, dx = D_1$$

$$\int_0^{l_2} \frac{x(l_2 - x) \, dx}{I} = \int_0^{l_3} \frac{x(l_3 - x) \, dx}{I} = D_2$$

Estos valores en que hay una sola variable x , los llamaremos valores fijos, porque son constantes para cualquiera sección de un mismo tramo.

Llamaremos variables los valores en que aparece, además de la variable x , el momento simple M ; éstas tienen tantos valores como puntos de la línea de influencia queramos tener; son:

$$\int_0^{l_1} \frac{M x \, dx}{I} = E_1$$

$$\int_0^{l_2} \frac{M x \, dx}{I} = \int_0^{l_3} \frac{M x \, dx}{I} = E_2 = E_3$$

$$\int_0^{l_2} \frac{M(l_2 - x)}{I} \, dx = \int_0^{l_3} \frac{M(l_3 - x)}{I} \, dx = F_2 = F_3$$

$$\int_0^{l_4} \frac{M(l_4 - x) \, dx}{I} = F_4$$

Como el incremento dx es constante e igual para todos los tramos, podemos simplificar por él

$$\begin{aligned} & \text{(ampl. por } l) \\ 1) & B_1 M_1 + A_2 l M_1 + D_2 M_2 - D_2 M_1 = - (E_1 + F_2) l \\ 2) & A_2 l M_1 + B_2 M_2 - B_2 M_1 + A_2 l M_2 + D_2 M_3 - D_2 M_2 = - (E_2 + F_3) l \\ 3) & A_2 l M_2 + B_2 M_3 - B_2 M_2 + A_1 l M_3 - D_1 M_3 = - (E_3 + F_4) l \end{aligned}$$

$$\text{I) } (1 + A_2 l - D_2) M_1 + D_2 M_2 = - (E_1 + F_2) l$$

$$\text{II) } (A_2 l - B_2) M_1 + (A_2 l + B_2 - D_2) M_2 + D_2 M_3 = - (E_2 + F_3) l$$

$$\text{III) } (A_2 l - B_2) M_2 + (A_1 l + B_2 - D_1) M_3 = (E_3 + F_4) l$$

Para simplificar más pondremos:

$$\begin{aligned} B_1 + A_2 l - D_2 &= a \\ A_2 l - B_2 &= b \\ A_2 l + B_2 - D_2 &= c \\ A_1 l + B_2 - D_1 &= d \end{aligned}$$

y las variables:

$$\begin{aligned} - (E_1 + F_2) l &= e \\ - (E_2 + F_3) l &= f \\ - (E_3 + F_4) l &= g \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{I) } a M_1 + D_2 M_2 &= e \\ \text{II) } b M_1 + c M_2 + D_2 M_3 &= f \\ \text{III) } b M_2 + d M_3 &= g \end{aligned}$$

$$M_1 = \frac{e - D_2 M_2}{a} \quad M_3 = \frac{g - b M_2}{d}$$

$$b \frac{e - D_2 M_2}{a} + c M_2 + D_2 \frac{g - b M_2}{d} = f$$

$$ebd - bdD_2 M_2 + acd M_2 + agD_2 - abD_2 M_2 = a d f$$

$$(acd - bdD_2 - abD_2) M_2 = adf - ebd - agD_2$$

$$acd - bdD_2 - abD_2 = acd - (d + a) bD_2 = K$$

$$M_2 = \frac{adf - ebd - agD_2}{K}$$

K es un valor fijo.

Los valores de M_1 y M_3 los tenemos ya expresados en función de M_2 .

Líneas de influencia de M_2 .

1) Primero calculamos los valores fijos:

$$A_1 = \sum_0^{l_1} \frac{x}{I} \quad B_1 = \sum_0^{l_1} \frac{x^2}{I}$$

$$A_2 = \sum_0^{l_2} \frac{x}{I} \quad B_2 = \sum_0^{l_2} \frac{x^2}{I}$$

$$D_1 = \sum_0^{l_1} \frac{x(l_1 - x)}{I}$$

$$D_2 = \sum_0^{l_2} \frac{x(l_2 - x)}{I}$$

Con éstas, determinamos los valores a-b-c y d y después K.

2) Se determinan los valores variables:

$$E_1 = \sum_0^{l_1} \frac{M x}{I} \quad F_2 = \sum_0^{l_2} \frac{M (l_2 - x)}{I}$$

$$E_2 = \sum_0^{l_2} \frac{M x}{I} \quad F_4 = \sum_0^{l_1} \frac{M (l_1 - x)}{I}$$

3) Valores de M_2 ,

Carga en el primer tramo

$$E_2 = E_3 = F_2 = F_4 = 0$$

$$e = -E_1 l$$

$$f = g = 0$$

$$M_2 = \frac{b d l E_1}{K}$$

Carga en el segundo tramo

$$E_1 = E_3 = F_3 = F_4 = 0 \quad e = -F_2 l \quad f = -E_2 l \quad g = 0$$

$$M_2 = -\frac{a d l E_2 + b d l F_2}{K} = \frac{d l}{K} (a E_2 - b F_2)$$

En los tramos 3 y 4 la línea es simétrica respecto de 1 y 2.

Valores de M_1 .

Carga en el primer tramo

El valor variable además de M_2 es e.

$$e = - E_1 l$$

$$M_1 = \frac{- E_1 l - D_2 M_2}{a}$$

Carga en el segundo tramo

$$e = - F_2 l$$

$$M_1 = \frac{- F_2 l - D_2 M_2}{a}$$

Carga en el tercer y cuarto tramos

$$e = 0 \quad M_1 = \frac{D_2 M_2}{a}$$

La línea de influencia de M_3 es simétrica de la M_1 .

Cálculo numérico.

Cálculo de los valores fijos

PRIMER TRAMO

Sección	x m	I m ⁴	$\frac{x}{I}$ m ⁻³	$\frac{x^2}{I}$ m ⁻²	$l_1 - x$ m	$\frac{x(l-x)}{I}$ m ⁻²
1	5	0,114	43,860	219,300	45	1973,700
2	10	0,114	87,720	877,200	40	3508,800
3	15	0,155	96,774	1451,610	35	3387,090
4	20	0,155	129,032	2580,640	30	3870,960
5	25	0,155	161,290	4032,250	25	4032,250
6	30	0,216	138,889	4166,670	20	2777,780
7	35	0,266	131,579	4605,265	15	1973,685
8	40	0,372	107,527	4301,080	10	1075,270
9	45	0,636	70,755	3183,975	5	353,775
10	50	1,368	36,550	1827,500	0	0
			1003,976	27245,490		22953,310

$$A_1 = \sum_0^{l_1} \frac{x}{I} = 1004 \text{ m}^{-3}$$

$$B_1 = \sum_0^{l_1} \frac{x^2}{I} = 27.246 \text{ m}^{-2}$$

$$D_1 = \sum_0^{l_1} \frac{x(l_1 - x)}{I} = 22.953 \text{ m}^{-2}$$

SEGUNDO TRAMO

Sección	x m	I m ⁴	x	x ²	l ₂ - x m	x (l ₂ - x)
			I m ⁻³	I m ⁻²		I m ⁻²
1	5	0,636	7,862	39,310	45	353,790
2	10	0,372	26,882	268,820	40	1075,280
3	15	0,266	56,391	845,865	35	1973,685
4	20	0,216	92,593	1851,860	30	2777,790
5	25	0,155	161,290	4032,250	25	4032,250
6	30	0,216	138,889	4166,670	20	2777,780
7	35	0,266	131,579	4605,265	15	1973,685
8	40	0,372	107,527	4301,080	10	1075,270
9	45	0,636	70,755	3183,975	5	353,775
10	50	1,368	36,550	1827,500	0	0
			830,318	25122,595		16393,305

$$A_2 = \sum_0^{l_2} \frac{x}{I} = 830$$

$$B_2 = \sum_0^{l_2} \frac{x^2}{I} = 25122,595$$

$$D_2 = \sum_0^{l_2} \frac{x(l_2 - x)}{I} = 16,393$$

$$A_1 = 1004 \text{ m}^{-3}$$

$$A_2 = 830 \text{ ,,}$$

$$B_1 = 27246 \text{ m}^{-2}$$

$$B_2 = 25123 \text{ ,,}$$

$$D_1 = 22953 \text{ ,,}$$

$$D_2 = 16393 \text{ ,,}$$

$$E_1 = \frac{\sum_{i=1}^I M_i x_i}{I}$$

Sección	x	$\frac{x}{I}$	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	5	48,860	197	175	154	132	110	88	66	44	22
2	10	87,720	351	702	614	526	439	351	263	175	88
3	15	96,774	339	677	1016	871	726	581	435	290	145
4	20	129,032	387	774	1161	1548	1290	1032	774	516	258
5	25	161,290	403	806	1210	1613	2016	1613	1210	806	403
6	30	138,889	278	556	833	1111	1389	1667	1250	833	417
7	35	131,579	197	395	592	789	987	1184	1882	921	460
8	40	107,527	107	215	323	430	538	645	753	860	430
9	45	70,755	35	71	106	142	177	213	248	284	319
			2294	4371	6009	7162	7672	7374	6381	4729	2542

$$E_2 = \sum_0^{l_2} \frac{M x}{I} = F$$

Sección	$\frac{x}{m-3}$	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	7,862	35	31	27	24	20	16	12	8	4
2	26,882	107	215	188	161	134	107	81	54	27
3	56,391	197	395	592	507	423	338	254	169	85
4	92,593	278	556	833	1111	926	741	556	370	185
5	161,290	403	806	1210	1612	2016	1612	1210	806	403
6	138,889	278	556	833	1111	1389	1667	1250	833	417
7	131,579	197	395	592	789	987	1184	1382	921	461
8	107,527	107	215	323	430	538	645	753	860	430
9	70,755	35	71	106	142	177	212	248	283	318
		1637	3240	4704	5887	6610	6522	5746	4304	2330

$$F_4 = \frac{\sum_0^{l_4} M(l_4 - x)}{I}$$

Sección	$l_4 - x$	I	$\frac{l_4 - x}{I}$	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	45	0,636	71	319	284	248	213	177	142	106	71	35
2	40	0,372	107	428	856	749	642	535	428	321	214	107
3	35	0,266	132	462	924	1386	1188	990	792	594	396	198
4	30	0,216	139	417	834	1251	1668	1390	1112	834	556	278
5	25	0,155	161	402	805	1207	1610	2012	1610	1207	805	402
6	20	0,155	129	258	516	774	1032	1290	1548	1161	774	387
7	15	0,155	97	145	291	436	582	727	873	1018	679	339
8	10	0,114	88	88	176	264	352	440	528	616	704	352
9	5	0,114	44	22	44	66	88	110	132	154	176	198
				2541	4730	6381	7375	7671	7165	6011	4375	2296

Sección	E ₁	E ₂	F ₂	F ₃	F ₄
1	2294	1637	2330	2330	2541
2	4371	3240	4304	4304	4730
3	4009	4704	5746	5746	6381
4	7161	5887	6522	6522	7375
5	7672	6610	6610	6610	7671
6	7347	6522	5887	5887	7165
7	6381	5746	4704	4704	6011
8	4729	4304	3240	3204	4375
9	2542	2330	1637	1637	2296

Valores de M₂

Carga en el primer tramo

$$M_2 = \frac{b d l}{K} E_1$$

$$\frac{b d l}{K} = \frac{16377 \cdot 52370 \cdot 50}{109602 \cdot 10^9} = 0,000391$$

Sección	E ₁	M ₂
1	2294	0,897
2	4371	1,709
3	6009	2,349
4	7161	2,800
5	7672	2,988
6	7347	2,873
7	6381	2,495
8	4729	1,849
9	2542	0,994

Carga en el segundo tramo

$$M_2 = - \frac{d l}{K} (a E_2 - b F_2)$$

$$\frac{d l}{K} = \frac{52370 \cdot 50}{109602 \cdot 10^9} = 23,891 \cdot 10^{-9}$$

Sección	$aE_2 \cdot 10^{-7}$	$bF_2 \cdot 10^{-7}$	$(aE_2 - bF_2) 10^{-7}$	M_2
1	8570	3816	4754	1136
2	16962	7049	9913	2368
3	24627	9410	15217	3635
4	30820	10681	20139	4811
5	34605	10825	23780	5681
6	34145	9641	24504	5854
7	30082	7704	22378	5346
8	22533	5306	17227	4116
9	12198	2681	9517	2274

Valores de M_1

Carga en el primer tramo

$$M_1 = - \left(- \frac{l}{a} E_1 + \frac{D_2}{a} M_2 \right)$$

$$\frac{l}{a} = \frac{50}{52353} = 0,000955 \quad \frac{D_2}{a} = \frac{16393}{52353} = 0,313$$

Sección	$\frac{l}{a} E_1$	$\frac{D_2}{a} M_2$	M_1
1	2157	0,281	2438
2	4106	0,535	4641
3	5637	0,735	6372
4	6704	0,876	7580
5	7158	0,935	8093
6	6839	0,899	7738
7	5857	0,781	6638
8	4245	0,579	4824
9	2123	0,311	2434

Carga en el segundo tramo

$$M_1 = - \left(\frac{l}{a} F_2 + \frac{D_2}{a} M_2 \right)$$

$$\frac{l}{a} = 0,000955$$

$$\frac{D_2}{a} = 0,313$$

Sección	$\frac{l}{a} F_2$	$\frac{D_2}{a}$	M_1
1	2,225	- 0,356	- 1,869
2	4,110	- 0,745	- 3,369
3	5,487	- 1,138	- 4,349
4	6,229	- 1,506	- 4,723
5	6,313	- 1,778	- 4,535
6	5,622	- 1,832	- 3,790
7	4,492	- 1,673	- 2,819
8	3,094	- 1,288	- 1,806
9	1,563	- 0,712	- 0,851

Carga en el tercer y cuarto tramos

$$M_1 = - \frac{D_2}{a} M_2$$

$$\frac{D_2}{a} = 0,313$$

Sección	Tercer tramo M_1	Cuarto tramo M_1
1	0,712	0,281
2	1,288	0,535
3	1,673	0,735
4	1,832	0,876
5	1,778	0,935
6	1,506	0,899
7	1,138	0,781
8	0,741	0,579
9	0,356	0,311

CAPITULO X

REFUERZO TIPO F

Este refuerzo consiste en colocar una cadena con tensión que por medio de tirantes transmita esfuerzos hacia arriba a las vigas por reforzar; transforma el puente corriente en una especie de puente suspendido. La cadena, impropriadamente llamada así, es en realidad una cinta metálica compuesta por varias suelas que tienen el ancho de la cabeza o menor que el de ella.

La tensión dada a la cadena se consigue por un sistema de contrapesos situados antes de los estribos. Los contrapesos, sus puntos de apoyo y sus anclajes van colocados en cámaras de concreto armado, en este caso una por cada contrapeso. A veces, se coloca un solo contrapeso para las dos vigas como se hizo en el Cautín.

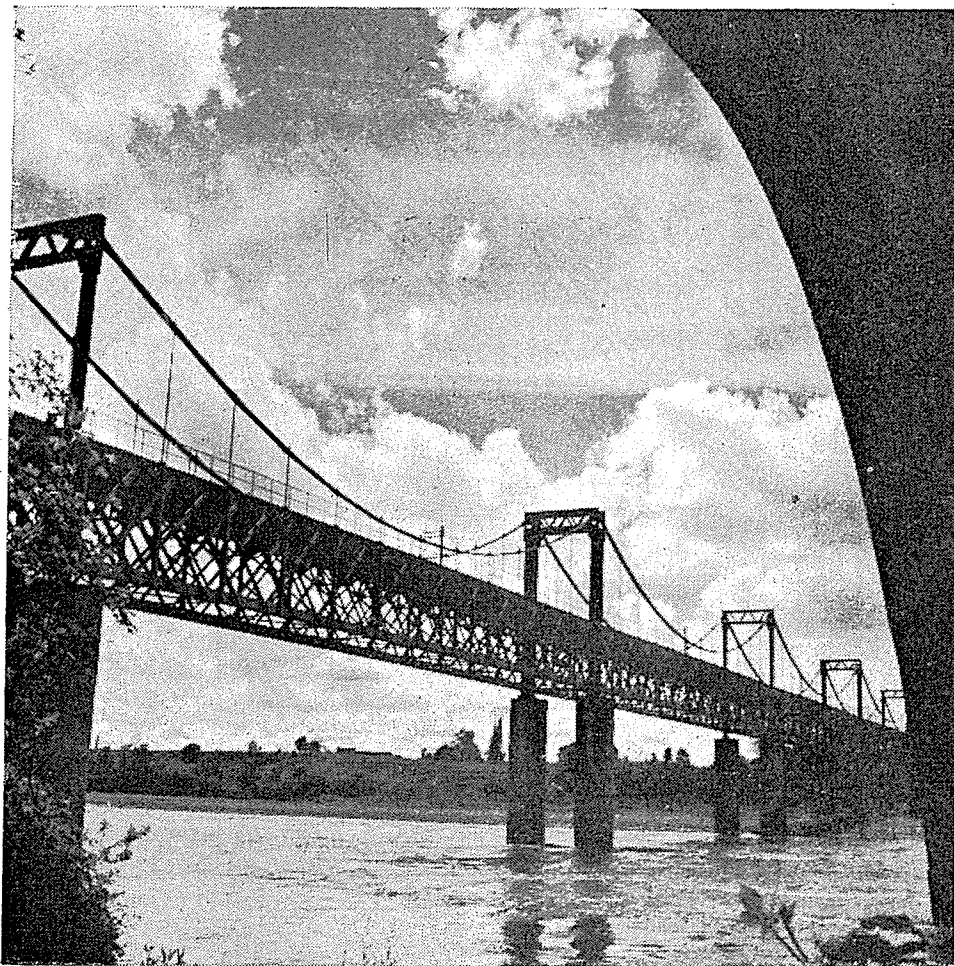
Esta última solución, que tiene la ventaja de exigir una cámara amplia fácil de revisar, debe evitarse porque cualquier desperfecto en la cadena de una viga, como ser la cortadura de un tirante, afecta a la otra y ha sucedido que la diferencia de tensiones ha hecho saltar al contrapeso de sus puntos de apoyo.

Se colocan contrapesos en los 2 estribos, es decir, la tensión la recibe la cadena en sus dos extremos; a veces, como en el Cautín y Toltén, se proyectan contrapesos en un extremo y en el otro anclajes que resistan el esfuerzo de tensión.

La cadena sigue una curva parabólica con una luz generalmente igual a la de los tramos por reforzar. En los apoyos intermedios van colocados montantes que forman marcos con apoyos con rótulas que les permiten tomar la inclinación exigida por la dilatación de cadena producida por los cambios de temperatura. Las vigas quedan suspendidas de la cadena por barras de suspensión o tirantes, uno o dos a plomo de cada montante.

Como se vió anteriormente, a la cadena se le da una sección rectangular formada por suelas generalmente del ancho de las que hay en las cabezas; las barras de suspensión se proyectan de sección circular. Las uniones de las barras de suspensión a la viga y a la cadena deben permitir que puedan girar libremente, tanto en sentido longitudinal como transversal al puente. Esto se consigue por medio de piezas y sillas especiales que realizan una suspensión Cardan.

El dispositivo de estas uniones es uno de los puntos delicados de este tipo de refuerzo. Si por cualquier motivo estas barras no pueden girar, se producen momentos que desarrollan fuertes tensiones que han llegado hasta cortarlas en algunos casos.



PUENTE TOLTEN. — KM. 718.600. REFUERZO TIPO F.

En los puentes Maule y Ñuble se estudiaron cuidadosamente estos dispositivos que dieron buen resultado; pero como eran demasiado costosos, en los refuerzos de los puentes Cautín y Toltén se estudiaron mecanismos más económicos y se exigió un acero de mayor resistencia para las barras de suspensión. Dió mal resultado; los tirantes se cortaron varias veces, con grave peligro de que se hubiesen producido accidentes de grandes proporciones.

Al ensayar las barras cortadas se encontró que algunas no eran del material que se había exigido; pero por el estudio hecho se llegó a la conclusión de que aunque hubieran sido de este material, siempre se habrían cortado. Hubo que modificar en las partes más peligrosas el sistema de suspensión.

La solución adoptada en el Maule y Ñuble de colocar contrapesos en los dos extremos de la cadena y separados para cada una es preferible a la de colocar contrapeso en un extremo y anclaje en el otro, como se ha hecho en

el Cautín y Toltén. Es peligroso también proyectar este refuerzo para puentes de vía superior, en que las barras de suspensión quedan expuestas a los golpes del equipo mal estibado.

No es conveniente tampoco usar este sistema en la forma como se hizo en el Cautín. Este puente, que está formado por un tramo de 60 metros, seis de 30 metros divididos en dos series continuas de tres tramos cada una y 3 tramos continuos de 60 metros cada tramo, se reforzó con cadena. Se le dió 60 m. de luz a la parábola para los tramos de 60 m. y 90 en los de 30 para tomar con cada parábola cada serie continua de 3 tramos. El esfuerzo producido en las barras de suspensión era superior al correspondiente al del peso propio en los tramos de 30 m., de tal manera que permanecían fijos los extremos de las vigas continuas en que iban los marcos de la terminación de la parábola, tendiendo a levantarse el resto de los tramos primero y tercero y totalmente el central. Hubo entonces que construir macizos de concreto en los tramos a plomo de los apoyos intermedios para equilibrar estos esfuerzos. Los macizos que se han agrietado con las vibraciones del puente dejan pasar el agua de las lluvias e impiden que se puedan pintar los travesaños que le sirven de límite, sin poder determinar hasta qué punto la oxidación los ha debilitado.

Cuando se da una tensión que produce en las barras de suspensión esfuerzos resultantes hacia arriba, hay que estudiar cuidadosamente sus efectos, porque pueden ocurrir casos como el del Cautín, ya indicado, o el del Ñuble, en que hubo que reforzar las diagonales que trabajaban a la tracción para que resistieran un esfuerzo de compresión aumentado por el peligro de flambaje.

Este tipo F tiene la ventaja de que su cálculo no es difícil y de que el refuerzo es fácil desmontarlo y deja las vigas en las mismas condiciones que antes, listas para reforzarlas en otra forma. Por desgracia, sus inconvenientes son mayores que sus ventajas. En primer lugar tiene el gravísimo inconveniente de que toda la eficacia del refuerzo depende de un mecanismo independiente del funcionamiento del puente que es el contrapeso. Si éste, por cualquier motivo no funciona, el efecto del refuerzo no existe. Hay que exigir, entonces, una cuidadosa vigilancia que, prácticamente dada la psicología de nuestro personal no se puede mantener. Así ocurrió en el puente Ñuble, en que al revisarlo se vió que la cadena de un lado no funcionaba debido a que el contrapeso de un extremo estaba atascado y el del otro tropezaba con la parte inferior. Al desarmarlo se pudo comprobar que sus desperfectos no eran recientes.

Las variaciones de la temperatura producen grandes cambios en la tensión, debido a que varía la relación entre los brazos de la palanca del contrapeso, lo que debe vigilarse constantemente. Por estos motivos no debe usarse el sistema F; en los puentes Cautín y Toltén fué un completo fracaso. La Empresa se ha visto obligado a estudiar la manera más económica de reemplazar este sistema por otro en todos los puentes en que se ha colocado.

Tampoco es económico, como lo vamos a ver. El costo del refuerzo se compone de dos partes:

a) Cadena, barras de suspensión y marcos a plomos de los apoyos o mejor dicho todo el material que se encuentra dentro de la zona de los tramos por reforzar.

b) Contrapesos, anclajes, cámaras, etc., es decir, la parte que está en la zona de los estribos.

El peso por m. c. de a) depende sólo de la luz de los tramos por reforzar y su peso total de la longitud del puente. En cambio, el peso por m. c. de b) depende de la longitud del puente. Es constante para una luz y varía según el número de tramos. El peso total varía según la luz y es constante para cualquier longitud de puente.

Como los diferentes precios del fierro, concreto, piezas fundidas, etc. han variado tanto con el tiempo y lo mismo la relación que ha habido entre ellos, vamos a reducir en cada caso con los precios correspondientes todo el costo del refuerzo al costo por Kg. de refuerzo metálico, así prescindiremos de precios y compararemos solamente pesos por m. c.

Los refuerzos más costosos, que son los del tipo E, exigen 1.000 Kgs./m. c. como máximo. Tomaremos esta cifra como límite para los refuerzos F.

En un puente de tramos de 60 m. el peso b) por m. c. es 132% mayor que el a) para un tramo; en cambio para 10 tramos es 74% menor. En uno de 50 m., b) es 130% mayor que a) por tramo y para 10 tramos, 77% veces menor.

Se puede llegar a la conclusión de que para obtener un peso de cerca de 1.000 Kgs./m. c. el puente debe tener como mínimo 8 tramos; con este número se tiene que b) es un 33% de a). Con menos de 8 tramos el sistema es completamente antieconómico.

Para los puentes Cautín y Toltén, en que se simplificó el sistema en lo posible, se tiene como peso por m. c.:

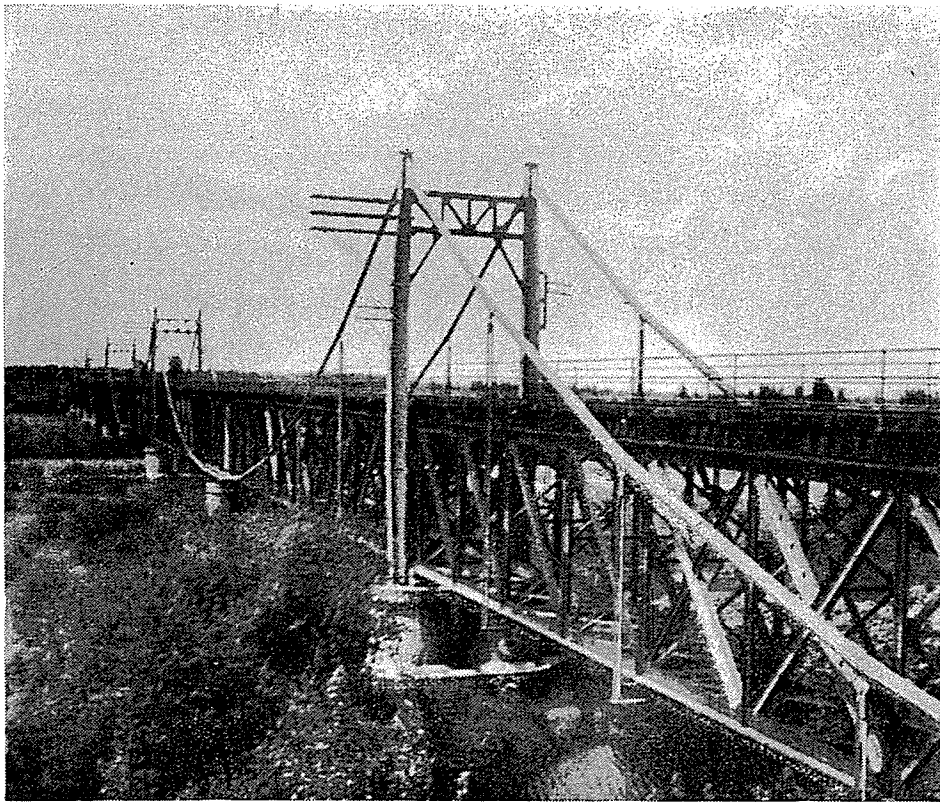
Cautín	1071 Kgs./m. c.
Toltén	988 " " "
Término medio	1030 " " "

Para estas luces los pesos de los refuerzos serían:

Refuerzo tipo D	694 Kgs./m. c.
" " E	820 " " "

Se ve que es 48% más caro que el tipo D y 25% más que el E, que es uno de los menos económicos.

El refuerzo tipo F no debe usarse en ninguna forma; no es económico y tiene graves defectos. Puede justificarse solamente como un refuerzo provisional en un caso de absoluta necesidad.



PUENTE BIO-BIO. — KM. 537. REFUERZO TIPO G.

REFUERZO TIPO G

Este sistema de refuerzo es sólo en realidad una variante del tipo F. La tensión dada por el contrapeso en el refuerzo anterior se consigue en éste haciendo actuar sobre la cadena la reacción producida por el peso propio de los tramos extremos del puente.

La gran ventaja de este tipo sobre el anterior está en la supresión del contrapeso y anclajes. Habíamos visto que tenía el inconveniente de que la efectividad del refuerzo dependía de un mecanismo fácil de entorpecer; pero tenía la ventaja de que daba una tensión conocida fácil de controlar en las variaciones producidas por los cambios de temperatura. En cambio el tipo G tiene el defecto de que no hay exactitud en el valor de la tensión dada.

Los perfiles empleados para la cadena, barras de suspensión y demás dispositivos son análogos al caso anterior.

Este sistema de refuerzo sólo se ha empleado una vez; con él fué reforzado el puente Bío-Bío, que se compone de 10 tramos metálicos de 50 m. de luz de vía superior. Los tramos se unieron en su cabeza inferior y se cambiaron los apoyos fijos, menos uno, por móviles. Como el puente es angosto, 3,00 m. de ancho, la cadena se colocó exteriormente a las vigas. Las barras de suspensión transmiten su esfuerzo por medio de travesaños colocados debajo de las vigas a plomo de los montantes.



PUENTE RIO BUENO. — KM. 915.135. REFUERZO TIPO G.
ARMADURA DEL REFUERZO.

El peso del refuerzo de las vigas fué de 1.000 Kgs./m. c., es decir, 5,4% más económico que el tipo F y, por lo tanto, tiene un recargo de 44 y 22% sobre los tipos D y E, respectivamente.

Además de ser un refuerzo caro, que no es económico, tiene dos defectos:

1.º) No hay seguridad sobre el monto de la tensión dada.

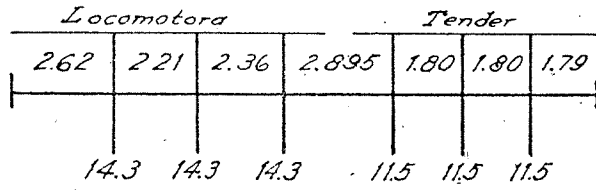
2.º) La unión de los tramos transforma el puente en otro de vigas continuas de gran longitud total, lo que es un inconveniente por la dilatación debida a la temperatura.

En el caso del Bío-Bío, la viga continua tiene 500 m. de longitud en total.

Se ve que es un sistema que no debe aceptarse sino sólo ante la absoluta necesidad de refuerzo y ante la imposibilidad de aplicar otro sistema.

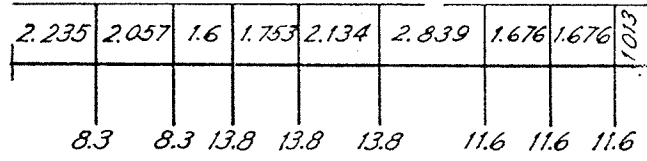
ESQUEMA DE LAS LOCOMOTORAS MAS PESADAS EN USO DE 1903 A 1941.

A BORSIG - 1903



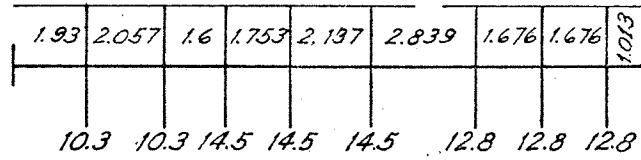
Peso locomotora 43. ton
 " tender 34.5 "
 " total 77.5 "
 peso por m.c. 5.9 "

NORTH BRITISH - 1908



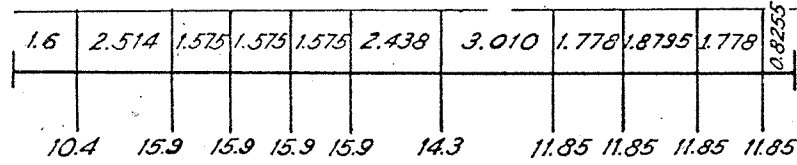
Peso locomotora 58. ton.
 " tender 34.8 "
 " total 92.8 "
 peso por m.c. 5.45 "

BALDWIN - 1913



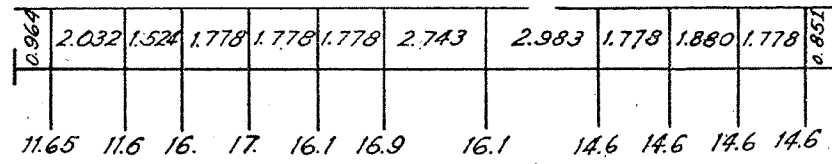
Peso locomotora 64.1 ton.
 " tender 38.4 "
 " total 102.5 "
 peso por m.c. 6.15 "

MIKADO - 1919 (70)



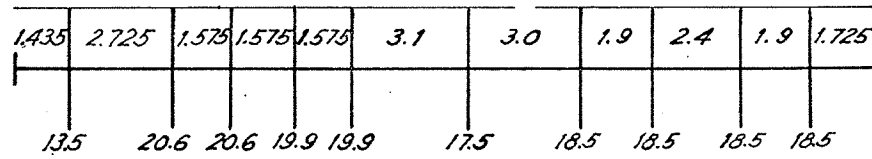
Peso locomotora 88.21 ton.
 " tender 47.4 "
 " total 135.61 "
 peso por m.c. 6.85 "

MONTANA - 1930 (80)



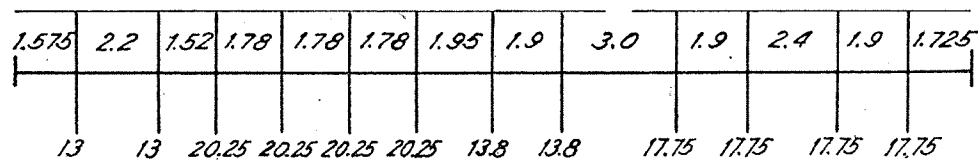
Peso locomotora 105.4 ton.
 " tender 58.4 "
 " total 163.8 "
 peso por m.c. 7.5 "

MIKADO ALEMANA - 1936 (90)



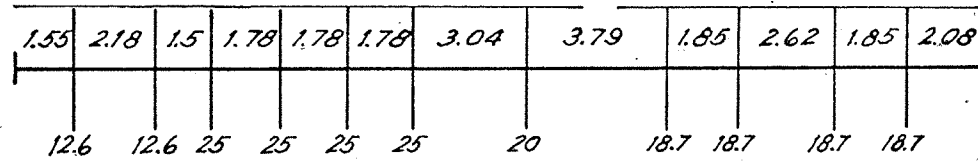
Peso locomotora 112. ton.
 " tender 74. "
 " total 186. "
 peso por m.c. 8.1 "

MONTAÑAS ALEMANAS - 1936 (100)



Peso locomotora 134.6 ton
 " tender 71. "
 " total 205.6 "
 peso por m.c. 8.1 "

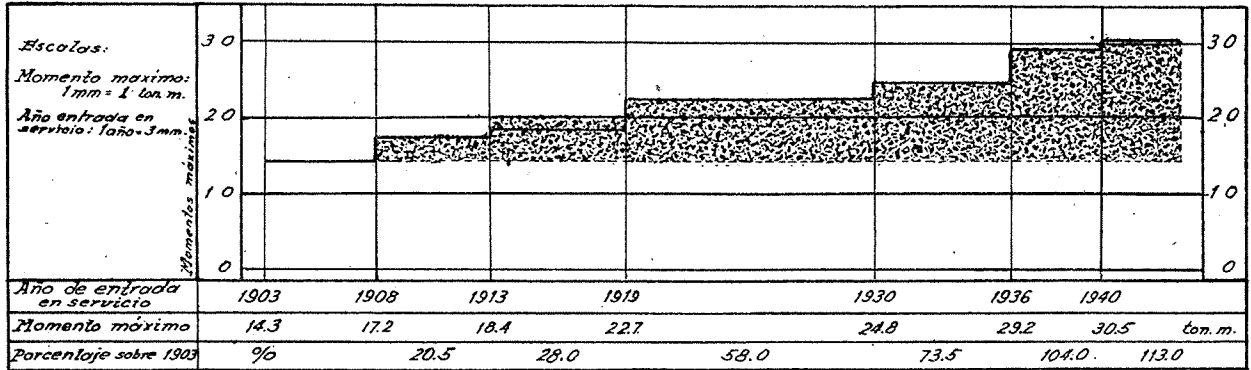
MONTAÑAS 110 - 1940 (110)



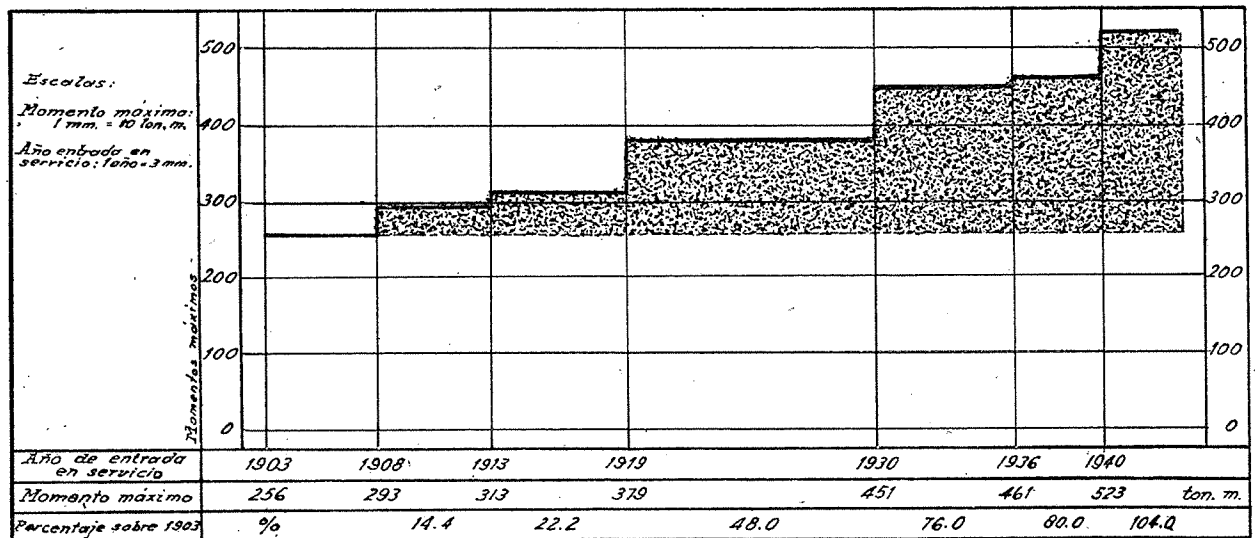
Peso locomotora 145.5 ton.
 " tender 74.8 "
 " total 220.3 "
 peso por m.c. 8.6 "

LAMINA 2

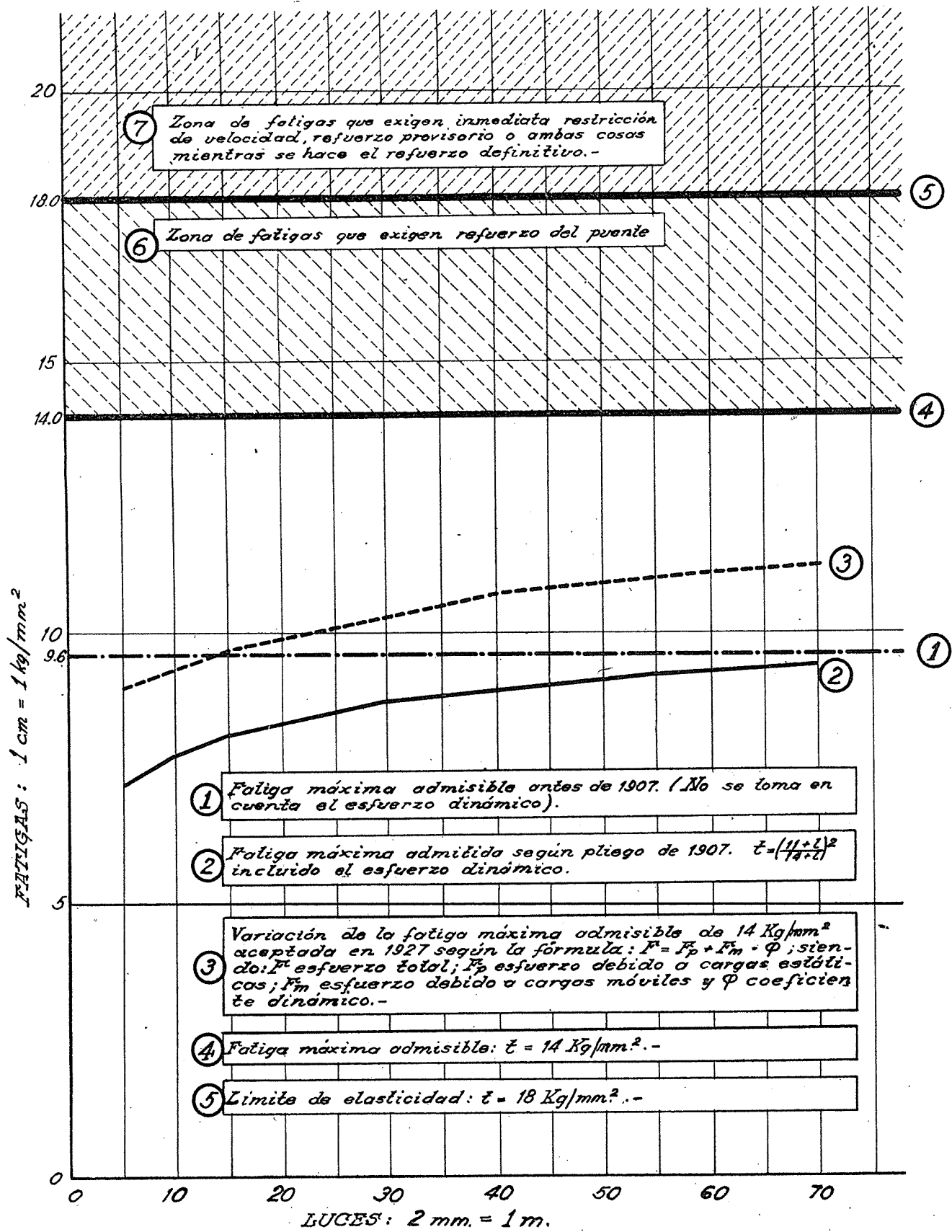
SOLICITACION MAXIMA DE LAS LOCOMOTORAS MAS PESADAS EN UN TRAMO DE 4 M. DE LUZ Y PORCENTAJE DE AUMENTO SOBRE 1903. -



SOLICITACION MAXIMA DE LAS LOCOMOTORAS MAS PESADAS EN UN TRAMO DE 20 M. DE LUZ Y PORCENTAJE DE AUMENTO SOBRE 1903. -



FATIGAS MAXIMAS



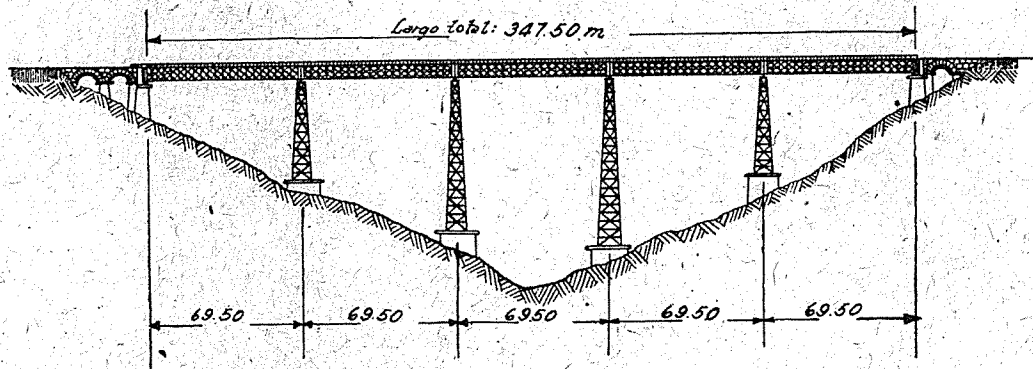
VIADUCTO DEL MALLECO

Línea Central Trocha 1.676 m.

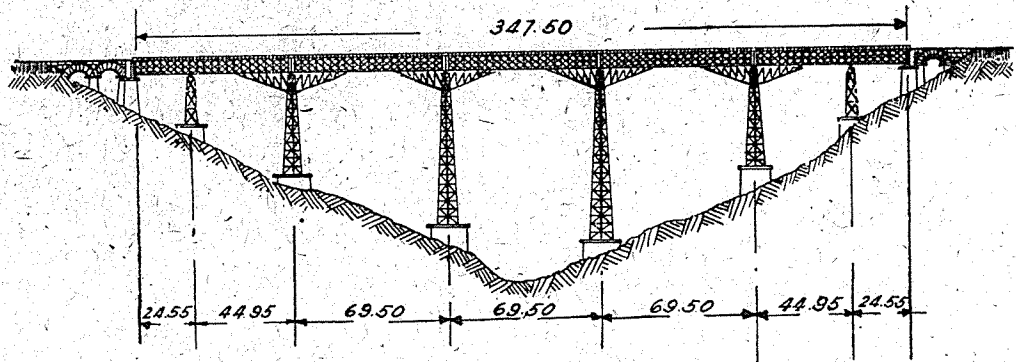
4ª Zona Km. 590.000

ENTRE COLLIPULLI Y PIDIMA

Vista del viaducto sin refuerzo



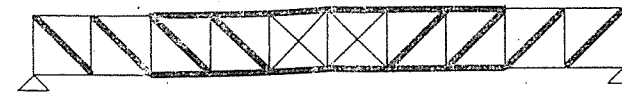
Vista del viaducto reforzado



SISTEMAS DE REFUERZOS

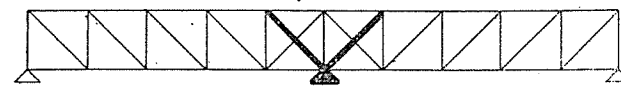
REFUERZO DIRECTO

NOTA: Los trazos gruesos indican refuerzo.



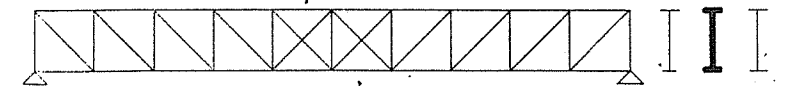
REFUERZOS INDIRECTOS

Tipo A



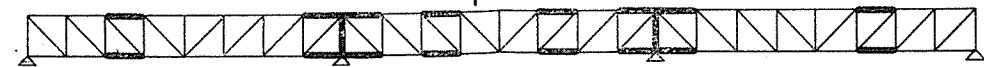
Se agregan apoyos intermedios

Tipo C



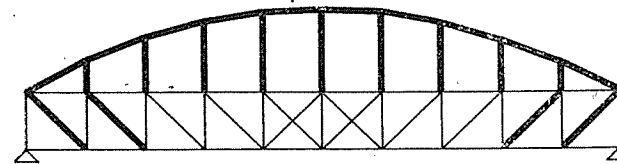
Se agrega una tercera viga.

Tipo B



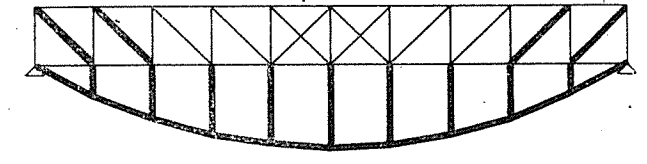
Se unen dos o más vigas para transformarlas en continuas.

Tipo D_a



Se agrega un tercer cordón superior.

Tipo D_b



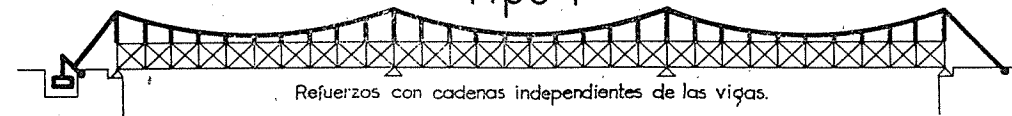
Se agrega un tercer cordón inferior

Tipo E



Se agrega un tercer cordón en las zonas adyacentes a los apoyos intermedios.

Tipo F



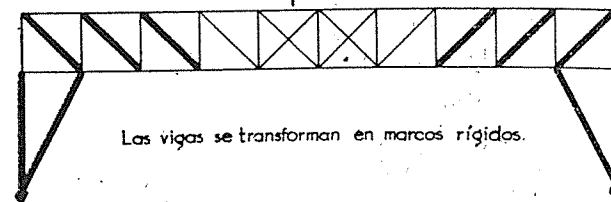
Refuerzos con cadenas independientes de las vigas.

Tipo G



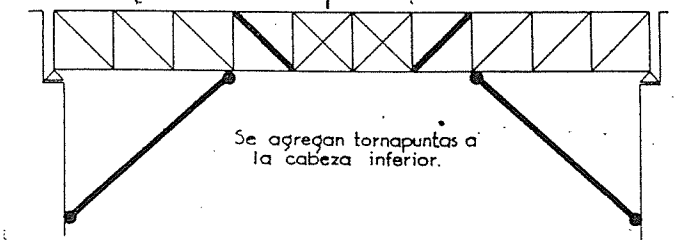
Refuerzos con cadenas solidarias a las vigas.

Tipo H



Las vigas se transforman en marcos rígidos.

Tipo I

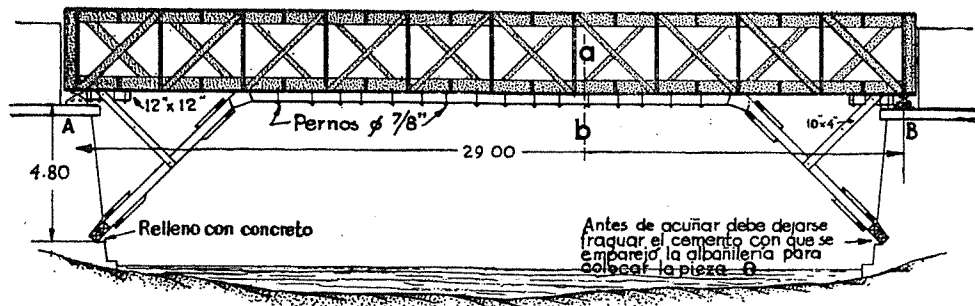


Se agregan tornapuntas a la cabeza inferior.

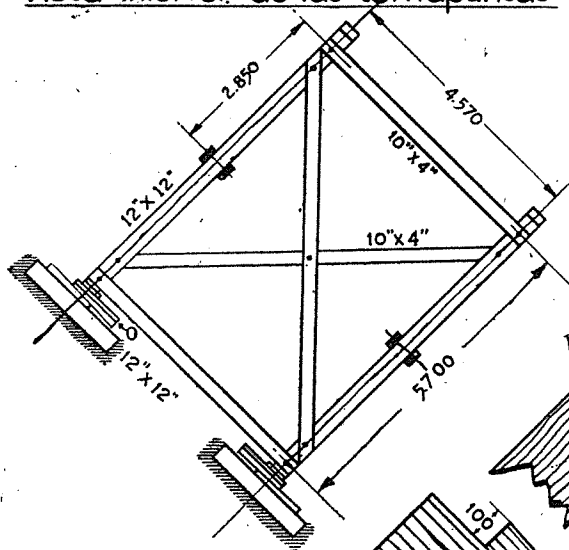
Refuerzo provisional del Puente Chanco

LAM. 7

Vista General

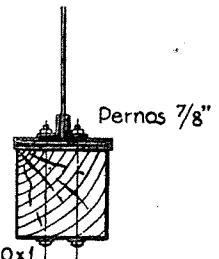


Vista inferior de las tornapuntas

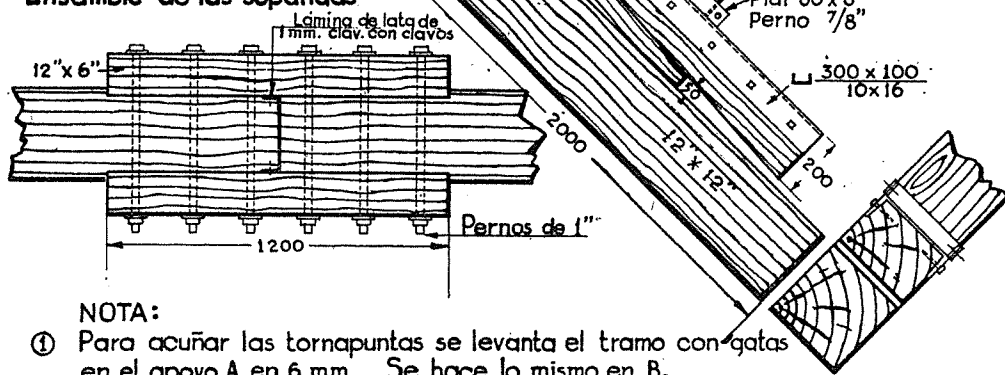


Detalles

Corte a-b



Ensamble de las sopandas



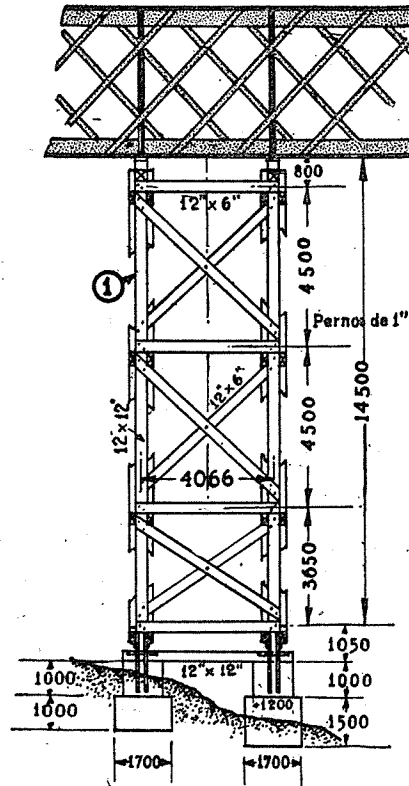
NOTA:

- ① Para acuar las tornapuntas se levanta el tramo con gatas en el apoyo A. en 6 mm. Se hace lo mismo en B.
- ② Una vez apretadas las cuñas, deben fijarse estas por medio de tacos clavados que impidan se suelten o se deslicen transversalmente.
- ③ El refuerzo requiere una conservación cuidadosa, deben revisarse las cuñas todas las semanas.

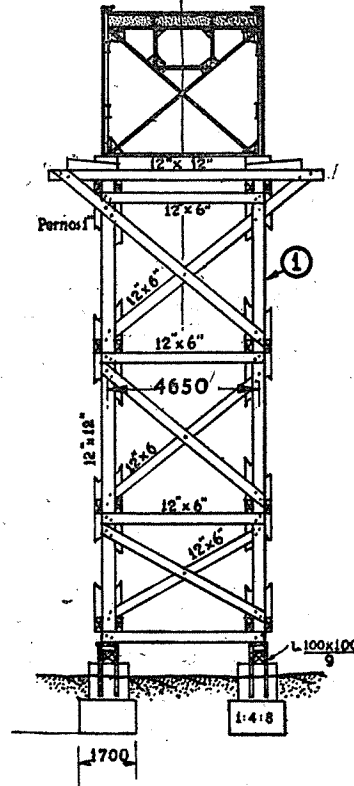
Refuerzo provisional del Puente Quino

L.A.M. 8

Vista longitudinal

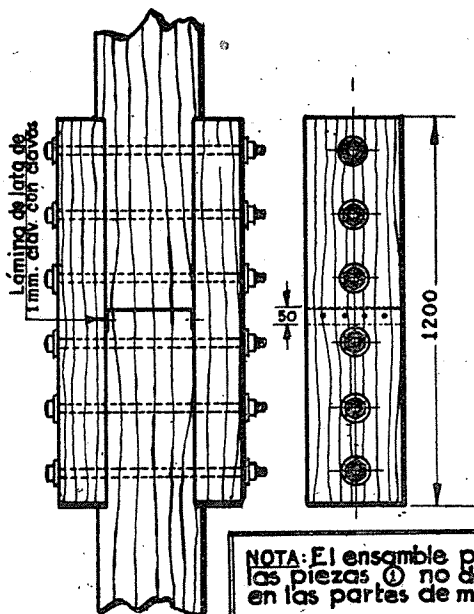


Vista transversal

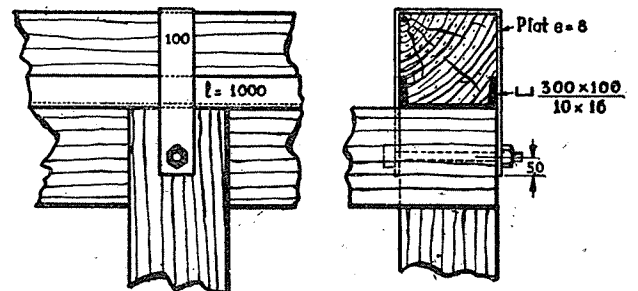


Detalles

Ensamble de las piezas ①



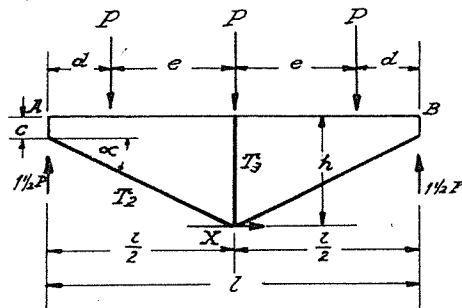
Unión del cabezal a los pies derechos



NOTA: El ensamble para añadir las piezas ① no debe hacerse en las partes de mayor pandeo.

Lamina 9

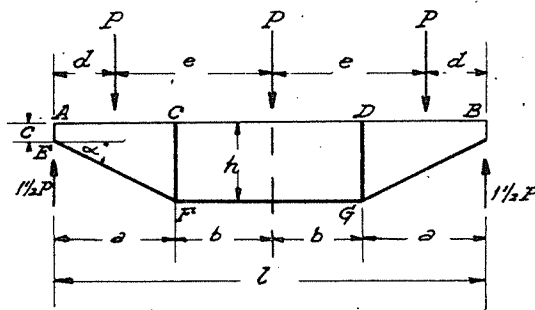
Refuerzo con un pendolón.



$$K_2 = \frac{2 E_1 I_1}{E_2 \Omega_2}$$

$$K_3 = \frac{4 E_1 I_1}{E_2 \Omega_2}$$

Refuerzo con dos pendolones.

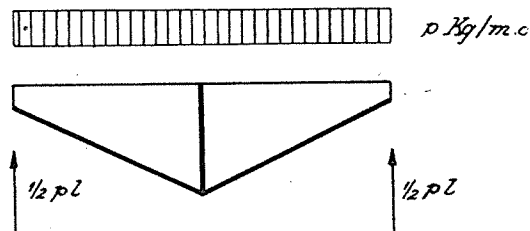


$$K_2 = \frac{2 E_1 I_1}{E_2 \Omega_2}$$

$$K_3 = \frac{2 E_1 I_1}{E_2 \Omega_2}$$

Caso I.

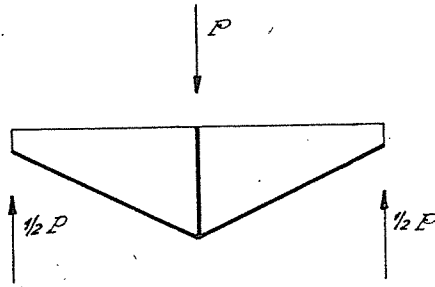
un pendolón. Carga p uniformemente repartida.



$$X = \frac{1/96 l^3 (3C + 5h)}{l(C h + 1/12 l^2 \cos^2 \alpha + \frac{K_2}{\cos^3 \alpha}) + K_3 h l \cos^2 \alpha} \cdot p$$

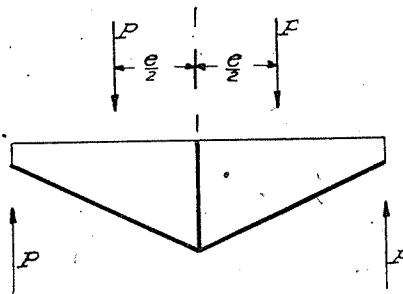
Lámina 10

CASO II:
Un pendolon. 1 carga P



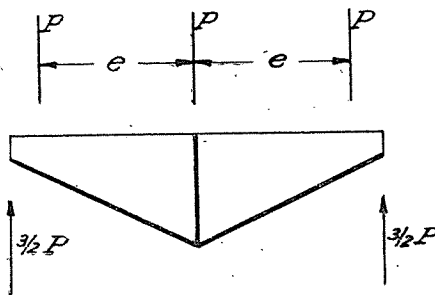
$$X = \frac{1/2a l^2 (c + 2h)}{l(c \cdot h + 1/2 l^2 t g^2 \alpha + \frac{K_2}{2 \times \cos^2 \alpha}) + K_3 h t g^2 \alpha} P$$

CASO III:
Un pendolon. 2 cargas P



$$X = \frac{d(c + 1/2 d t g \alpha) (1/2 - d) [(1/2 + d) t g \alpha + 2c] \cdot d P}{l(c \cdot h + 1/2 l^2 t g^2 \alpha + \frac{K_2}{2 \times \cos^2 \alpha}) + K_3 h t g^2 \alpha}$$

CASO IV:
Un pendolon. 3 cargas P.

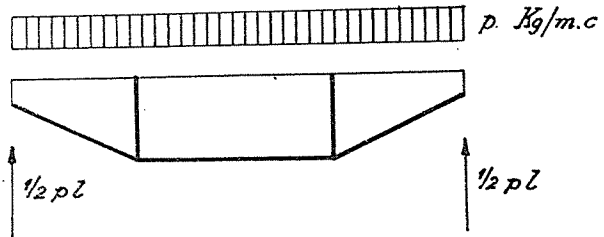


$$X = \frac{d^2 (1/2 c + d t g \alpha) + (1/2 - d) [(1/2 + d) (1/2 c + d t g \alpha) + 2cd] + 1/2 t g \alpha (1/2 - d^2)}{l(c \cdot h + 1/2 l^2 t g^2 \alpha + \frac{K_2}{2 \times \cos^2 \alpha}) + K_3 h t g^2 \alpha} P$$

Lamina: 11

Caso V:

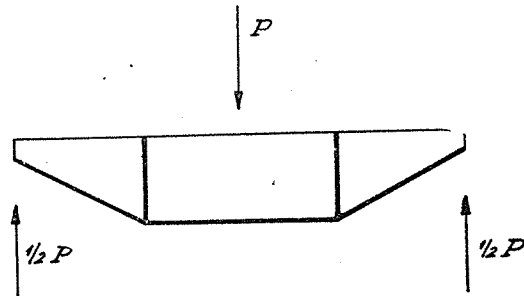
Dos pendolones. Carga p uniformemente repartida.



$$X = \frac{\frac{1}{2} [ac^2(2l-a) + h(a^3 - 2al + l^3)]}{2(a \cdot c \cdot h + \frac{1}{3} a^3 \xi g^2 \alpha + bh^2) + K_2 \left(\frac{a}{\cos^2 \alpha} + b \right) + K_3 h \xi g^2 \alpha} \cdot p$$

Caso VI:

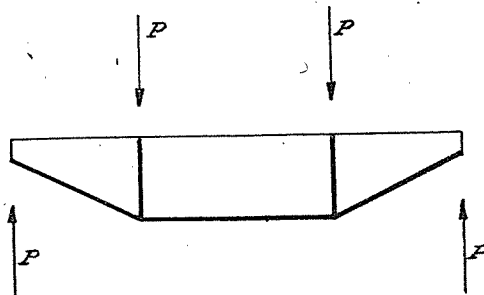
Dos pendolones. 1 carga P .



$$X = \frac{\frac{1}{3} a^2 (c + 2h) + h \left(\frac{l^2}{3} - a^2 \right)}{2(a \cdot c \cdot h + \frac{1}{3} a^3 \xi g^2 \alpha + bh^2) + K_2 \left(\frac{a}{\cos^2 \alpha} + b \right) + K_3 h \xi g^2 \alpha} \cdot \frac{1}{2} P$$

Caso VII:

Dos pendolones. 2 cargas P .

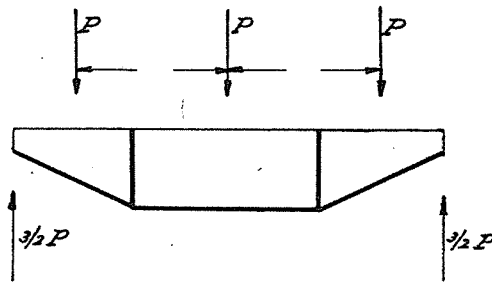


$$X = \frac{a \left[\frac{1}{3} a (c + 2h) + 2bh \right]}{2(a \cdot c \cdot h + \frac{1}{3} a^3 \xi g^2 \alpha + bh^2) + K_2 \left(\frac{a}{\cos^2 \alpha} + b \right) + K_3 h \xi g^2 \alpha} \cdot P$$

Lámina :12.

Caso VIII:

Dos pendolones. 3 cargas P.



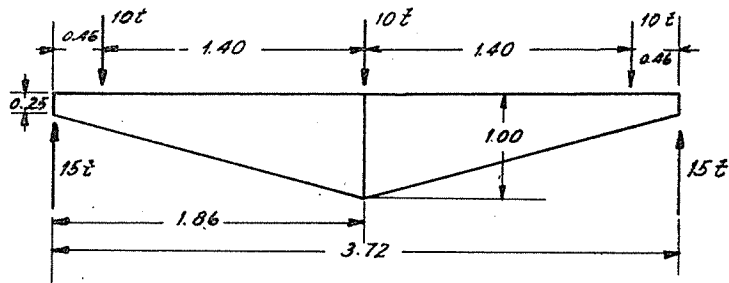
$$X = \frac{d^2(\frac{1}{2}c + d \tan \alpha) + (a^2 - d^2)(\frac{1}{2}c + d \tan \alpha) + 2cd(a - d) + \frac{1}{3} \tan \alpha (a^3 - d^3) + \frac{1}{2} h (\frac{1}{2} a^2 - a^2) + 2bdh \cdot P}{2(a \cdot c \cdot h + \frac{1}{3} a^3 \tan^2 \alpha + bh^2) + K_2 (\frac{a}{\cos^2 \alpha} + b) + K_3 h \tan^2 \alpha} \cdot P$$

PUENTE LLOLLELHUE N° 2

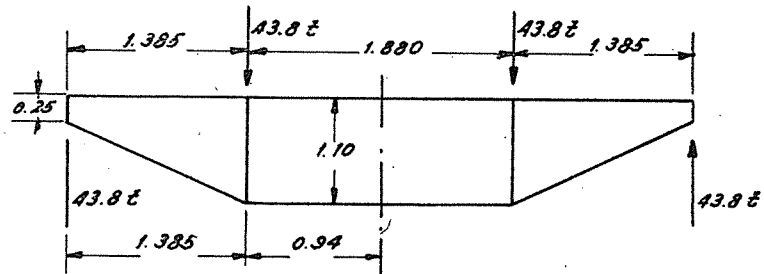
Base de cálculo:

Tren tipo B

Longuerina:

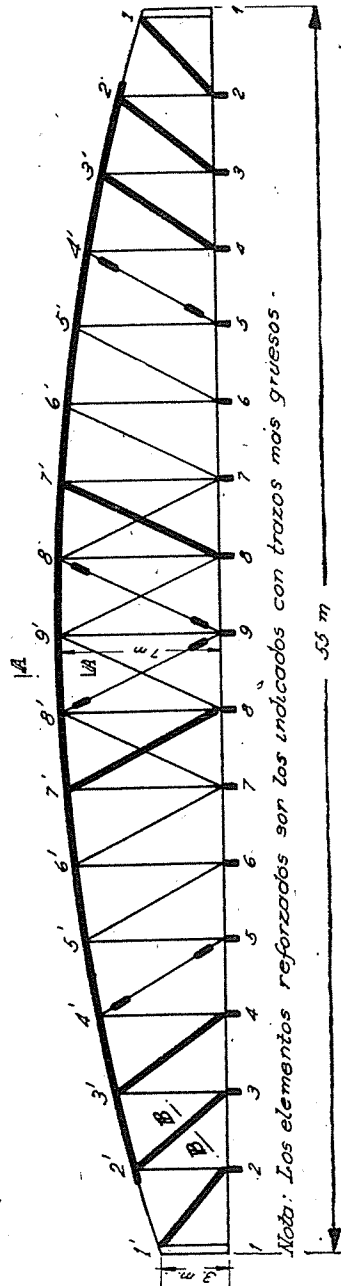
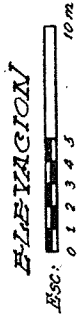


Travesaño:



REFUERZO PUENTE TINGUIRIRICA

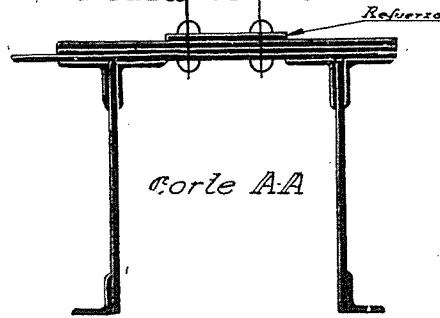
ESQUEMA DEL REFUERZO DE UN TRAMO.



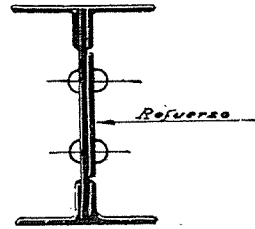
- 2 almas de 450 × 10
- 1 suela de 680 × 9
- 2 " de 600 × 9
- 4 ángulos de 90 × 90 × 10
- 2 " " 70 × 70 × 10

REFUERZO

- 1 suela de 220 × 10

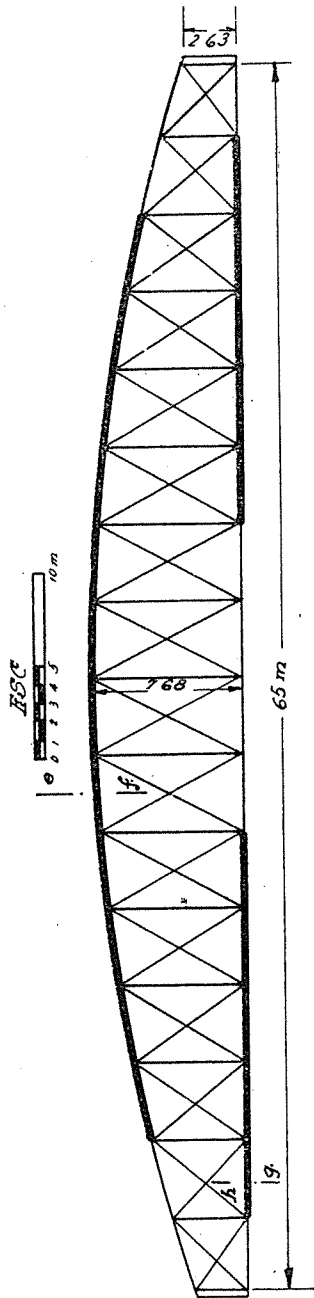


- 4 ángulos de 120 × 80 × 12
 - 1 alma de 390 × 11
- REFUERZO
- 1 plat de 220 × 9,5



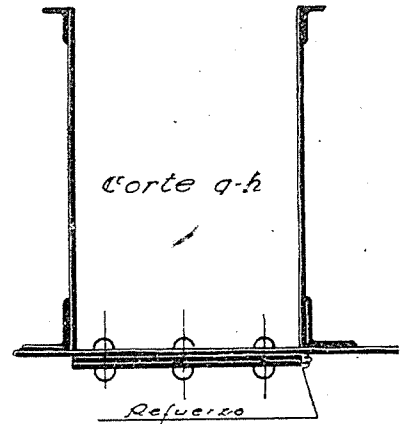
REFUERZO PUENTE LONTUE

ESQUEMA DEL REFUERZO DEL TRAMO
ELEVACION

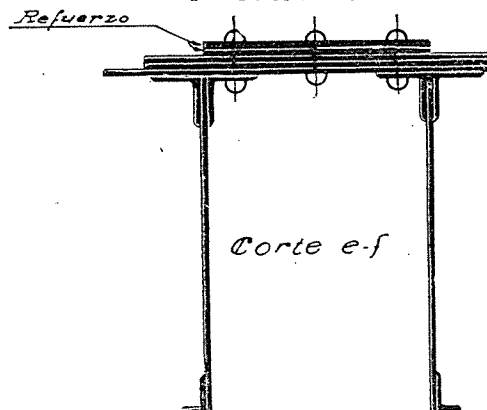


Nota: Los elementos reforzados son los indicados con trazos mas gruesos.

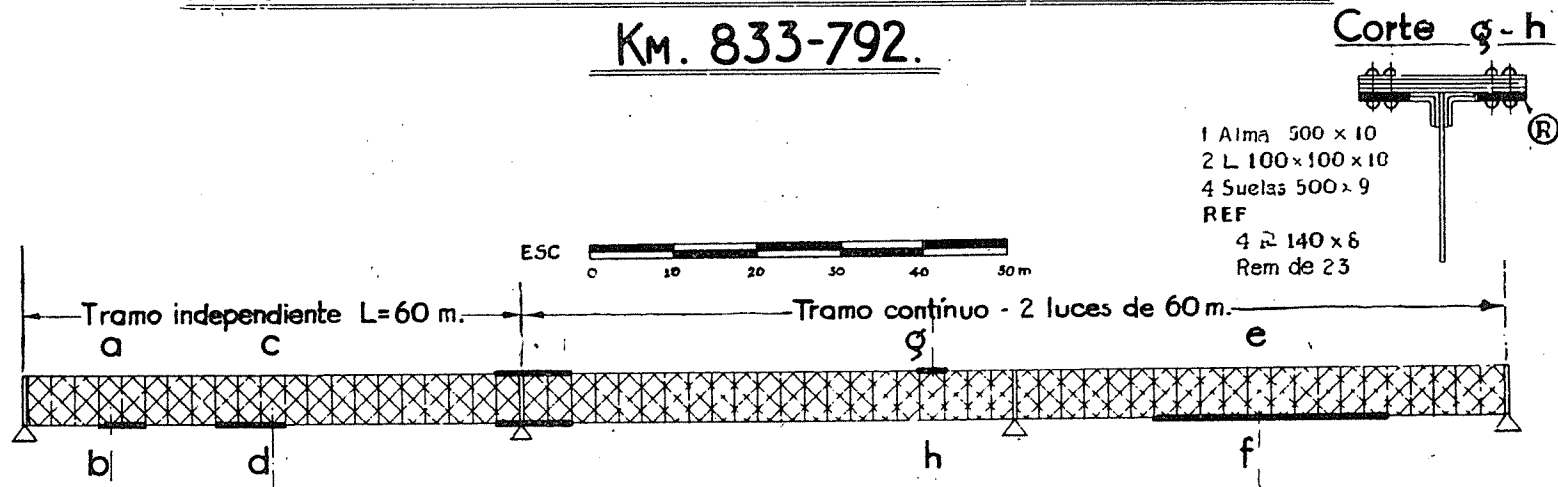
- 2 almas de 600 x 10
 - 2 angulos de 90 x 90 x 10
 - 1 suela de 680 x 9
- REFUERZO**
2 suelas de 400 x 9



- 2 almas de 600 x 10
 - 4 angulos de 90 x 90 x 10
 - 1 suela de 680 x 9
 - 2 " de 610 x 9
- REFUERZO**
2 suelas de 400 x 9



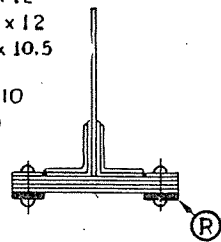
REFUERZO PUENTE CALLE CALLE N°1 Km. 833-792.



- Corte g-h**
- 1 Alma 500 x 10
 - 2 L 100 x 100 x 10
 - 4 Suelas 500 x 9
 - REF
 - 4 ϕ 140 x 6
 - Rem de 23

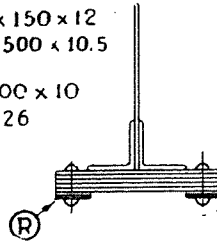
Corte a-b

- 1 Alma 500 x 12
- 2 L 150 x 150 x 12
- 4 Suelas 500 x 10.5
- REF
- 2 ϕ 100 x 10
- Rem de 26



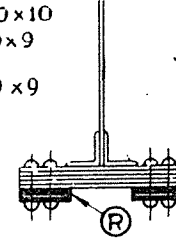
Corte c-d

- 1 Alma 500 x 12
- 2 L 150 x 150 x 12
- 5 Suelas 500 x 10.5
- REF
- 2 ϕ 100 x 10
- Rem 26



Corte e-f

- 1 Alma 500 x 10
- 2 L 100 x 100 x 10
- 5 Suelas 500 x 9
- REF
- 4 ϕ 150 x 9
- Rem 23



NOTA: Los trazos gruesos indican refuerzo.

LAMINA 17

Fig. "c"

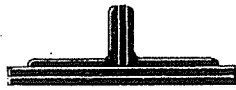


Fig. "a"



Fig. "b"

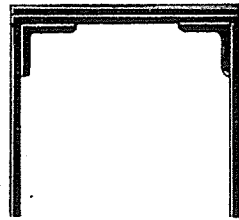
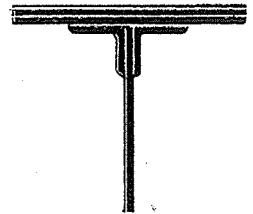


Fig. "d"

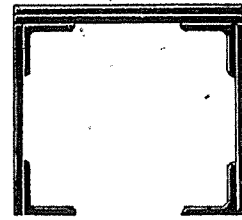
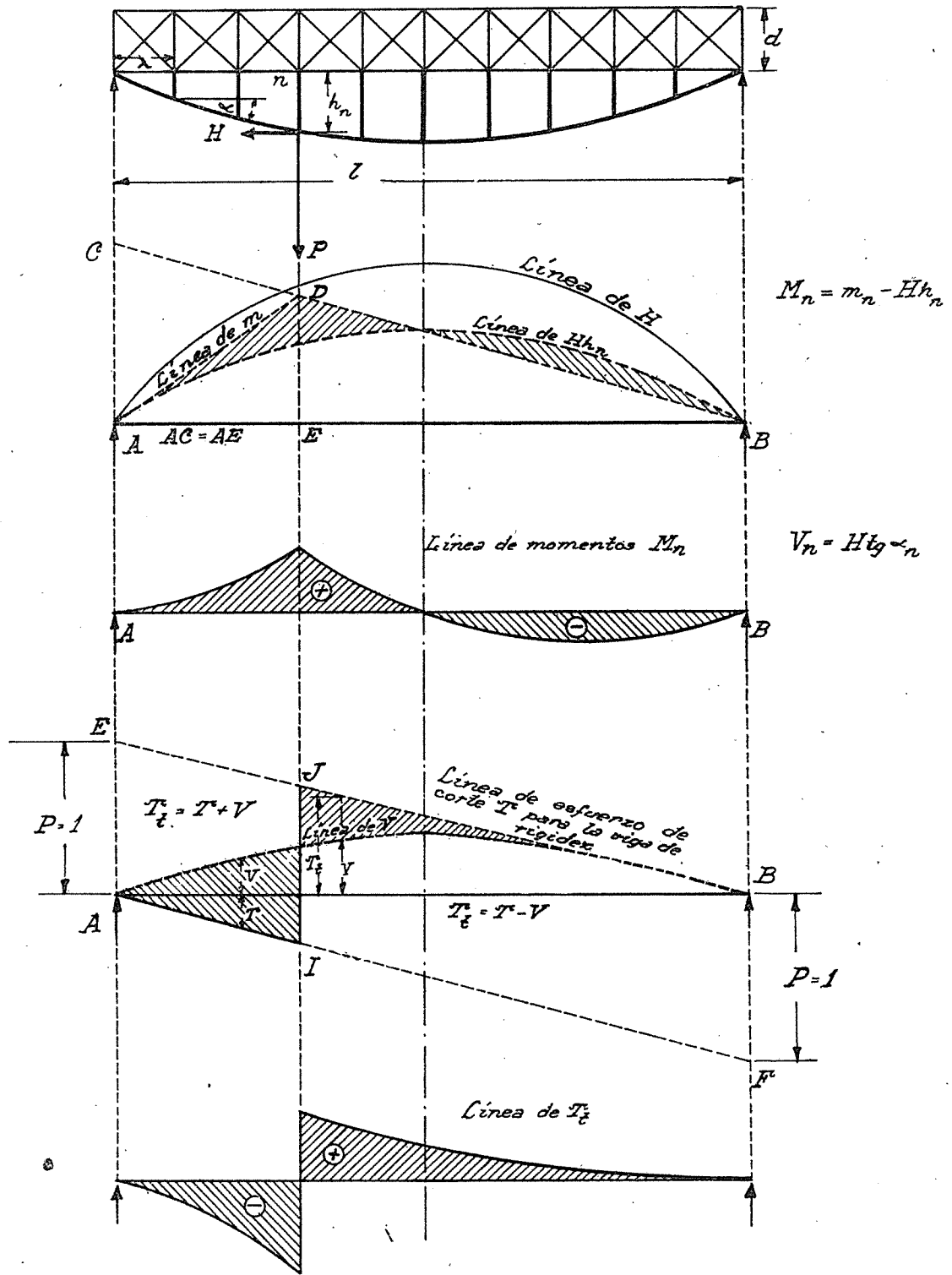


Fig. "e"



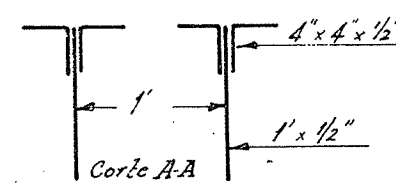
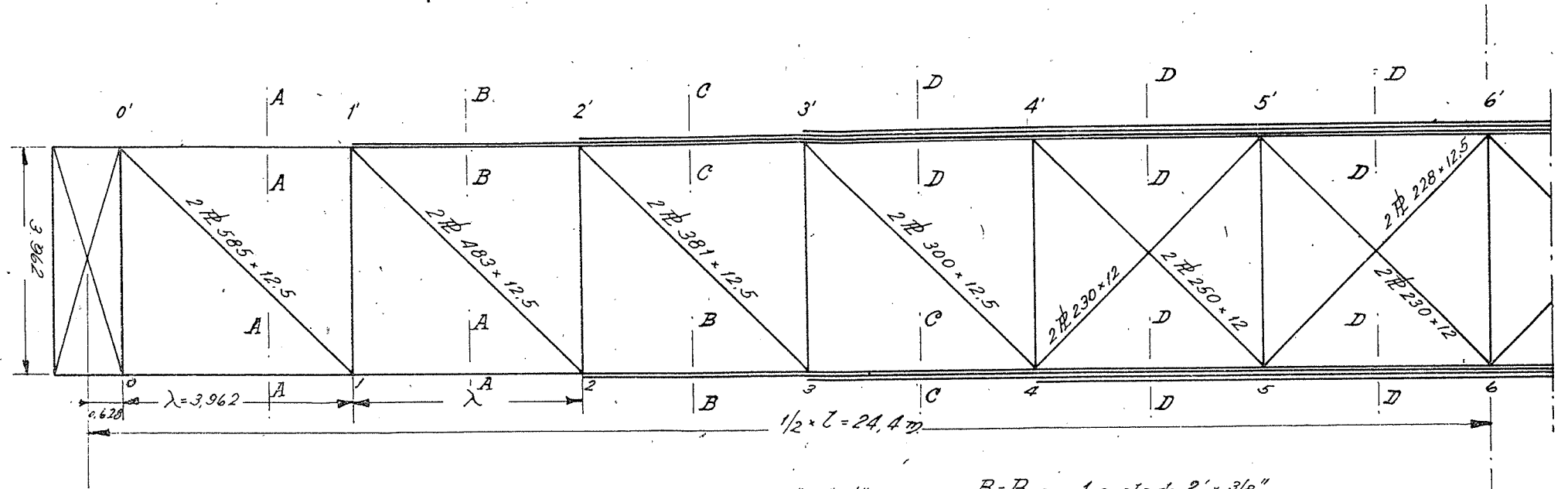
Fig. "f"

Lámina 18

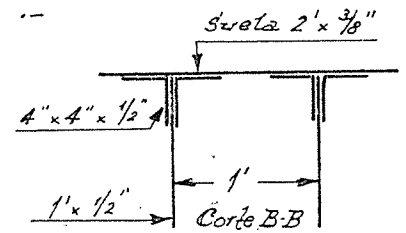


PUENTE NUBLE

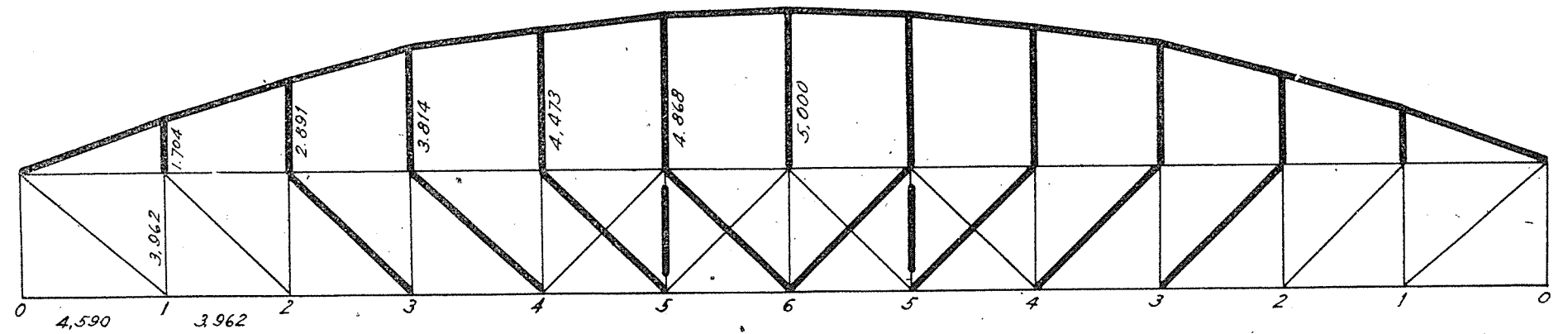
ESQUEMA DE LAS VIGAS METALICAS DE 48.8 m. DE LUZ



B-B con 1 suela de 2' x 3/8"
 C-C " 2 " " " "
 D-D " 3 " " " "

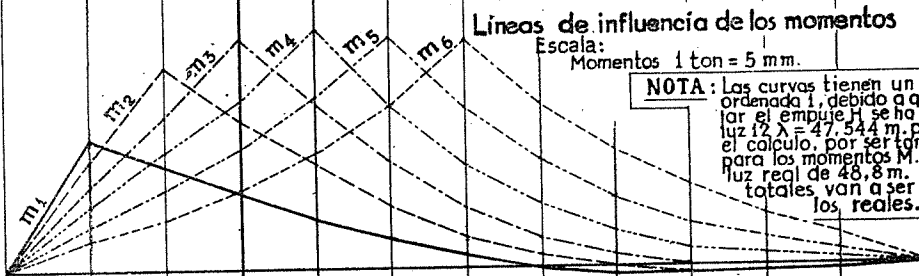
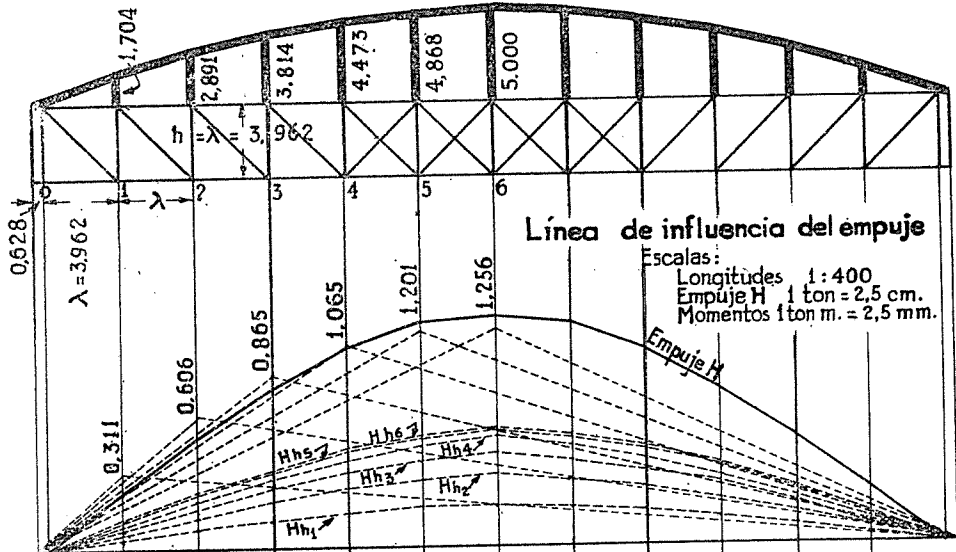


ESQUEMA DEL REFUERZO.

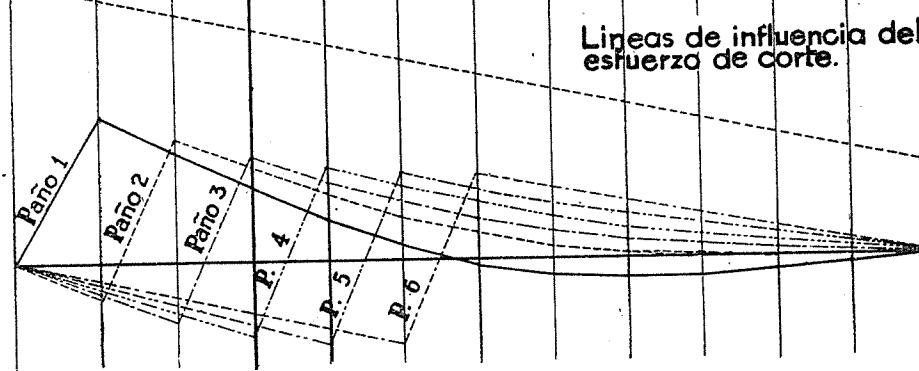
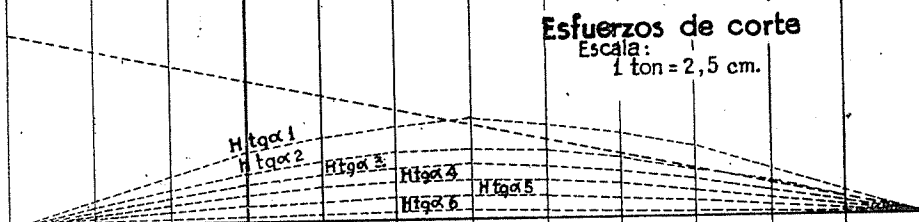


PUENTE NUBLE

KM. 390 - 968
10 TRAMOS METALICOS DE l_t 48.8 m.

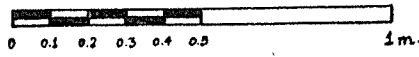


NOTA: Las curvas tienen un defecto en la ordenada 1, debido a que para calcular el empuje H se ha tomado como luz $l_t = 47,544$ m. para facilitar el cálculo, por ser también $\lambda = h$ y para los momentos M. se toma la luz real de 48,8 m. Los momentos totales van a ser mayores que los reales.



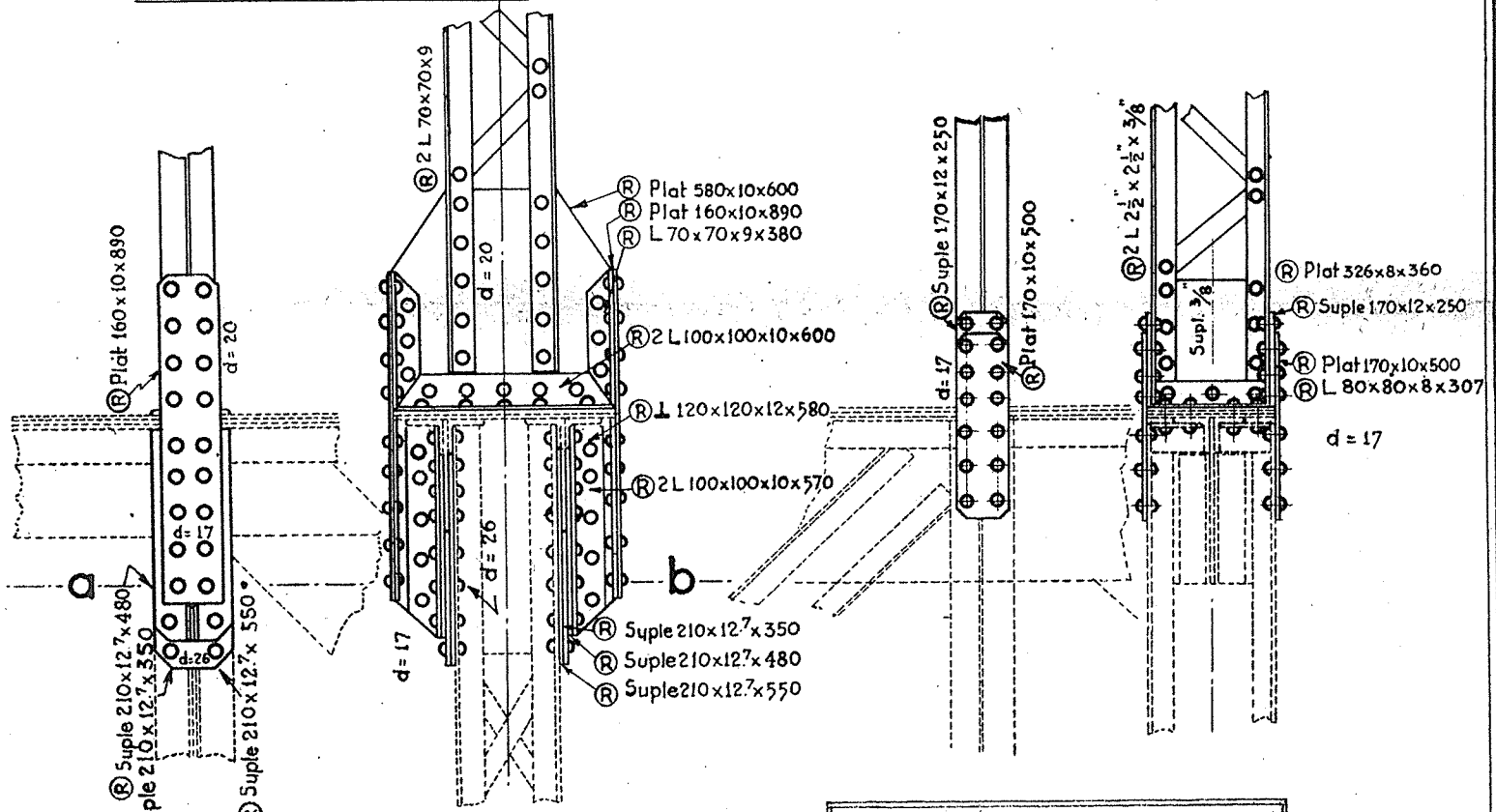
Ensamble C.

Escala

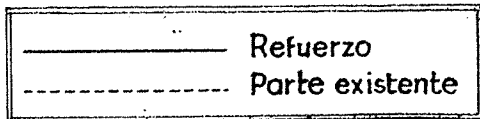
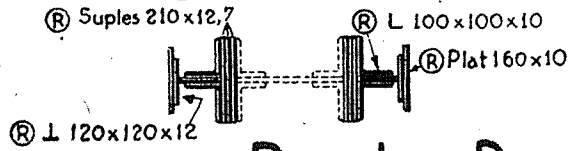


Puente Nuble

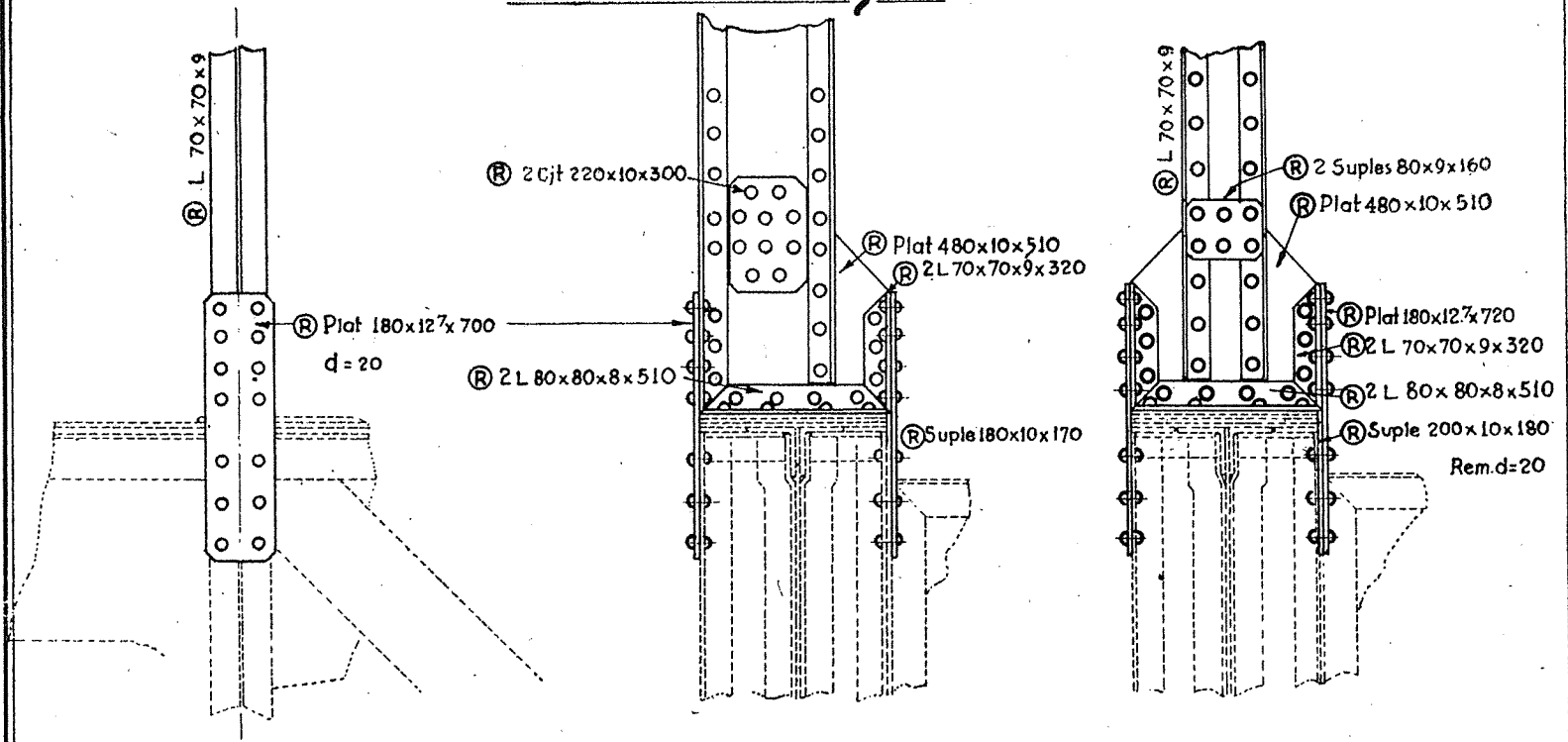
Puente Paine



Corte a-b

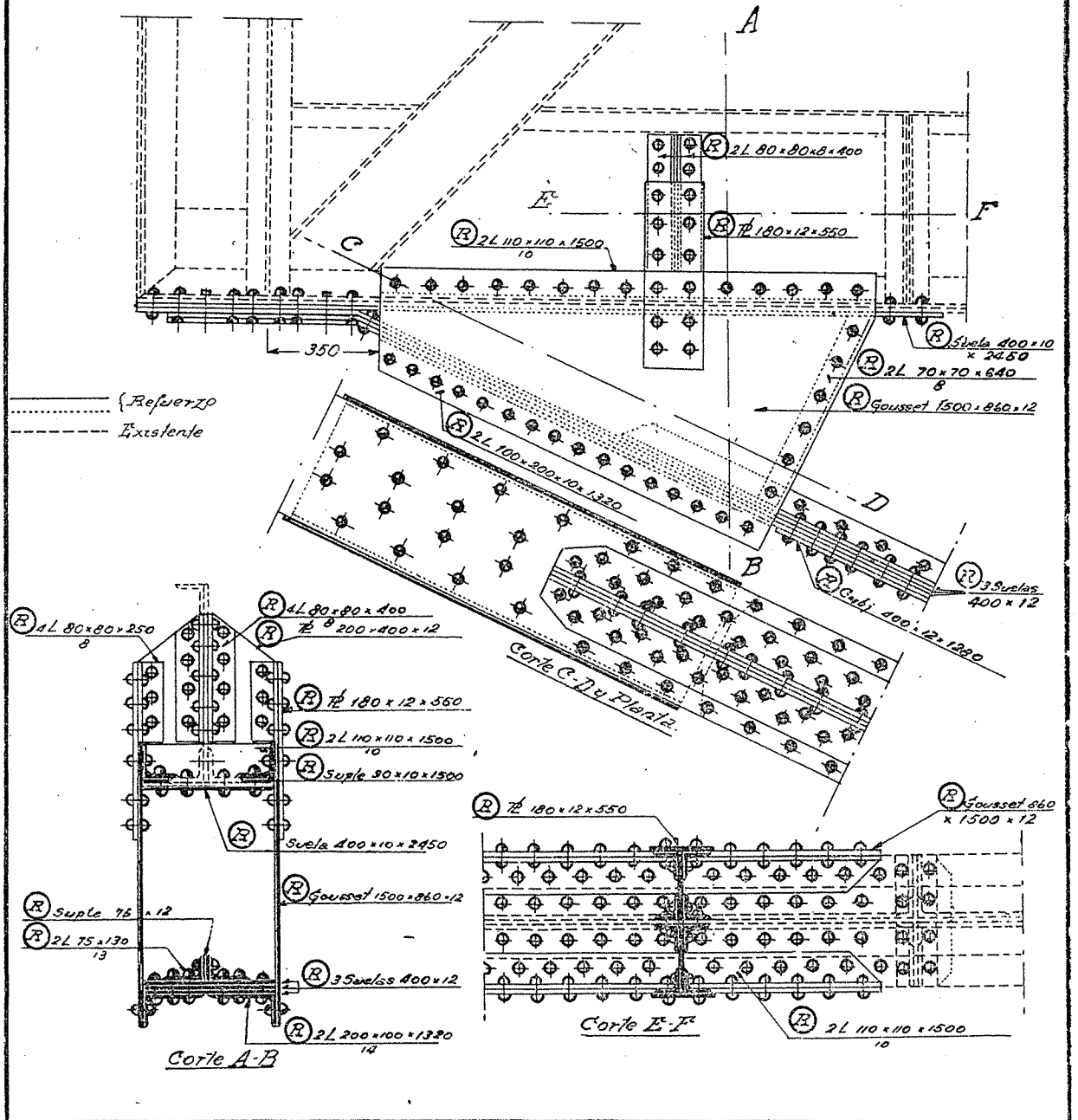


Puente Donquil



ENSAMBLE "2"

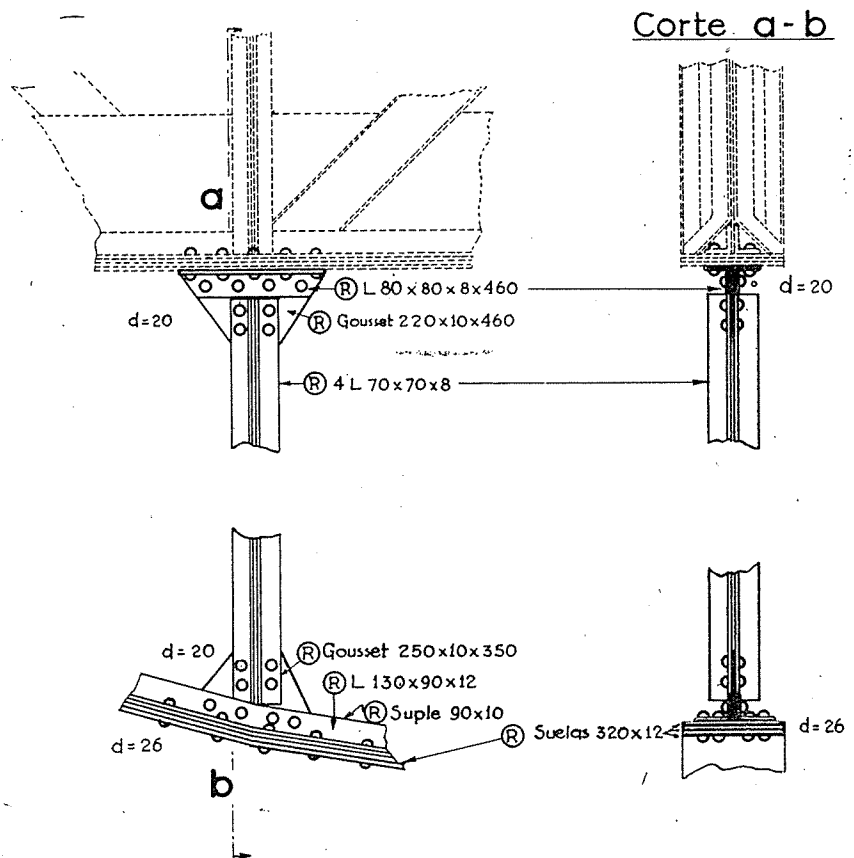
Puente Lipingie



Ensamblajes b y C

ESB: 0 0.1 0.2 0.3 0.4 0.5 1m

Puente Chanco




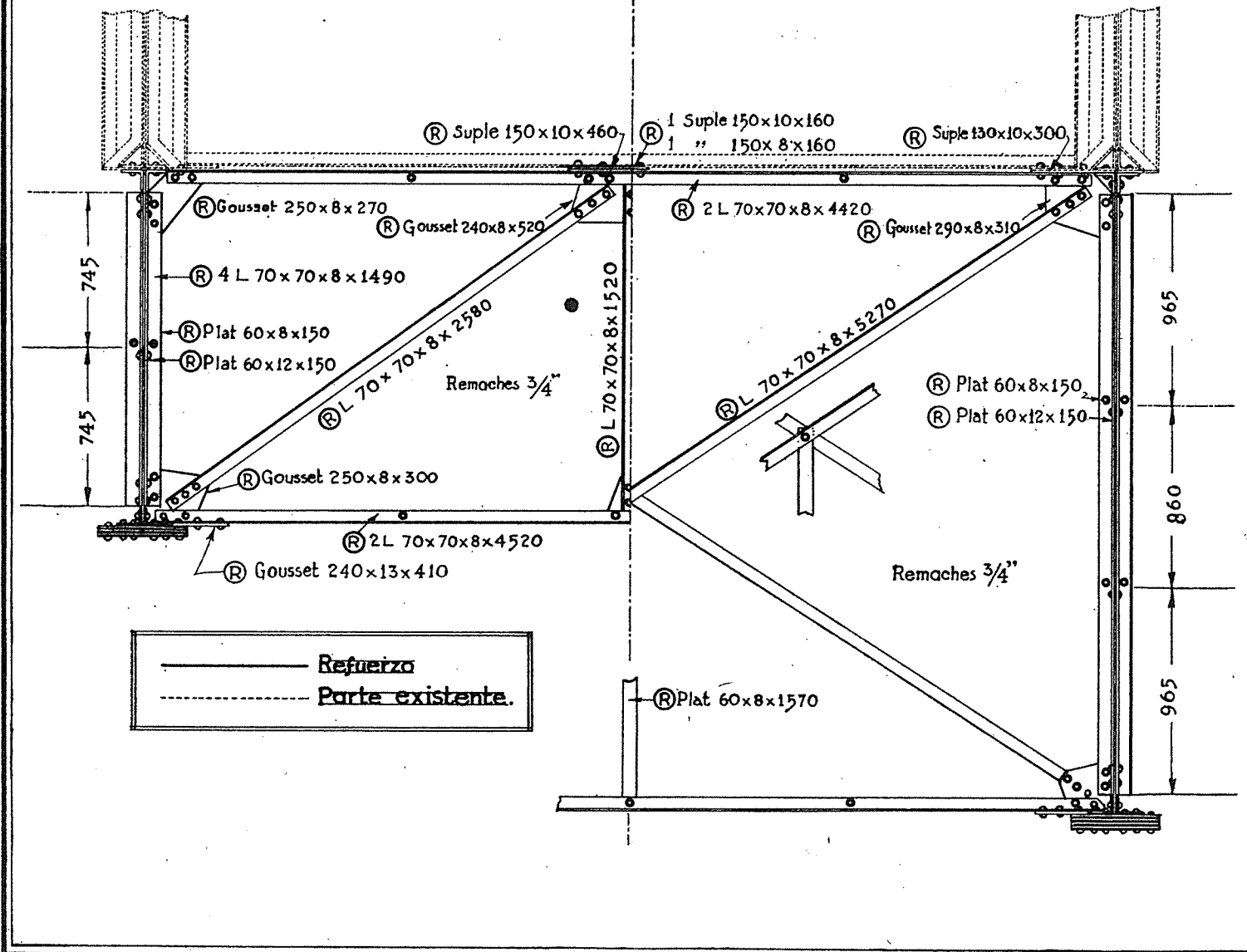
— Refuerzo
- - - Parte existente

Lámina 27

Detalles de contravientos para tercer cordón inferior.

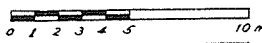
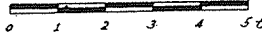
Puente Lipinque

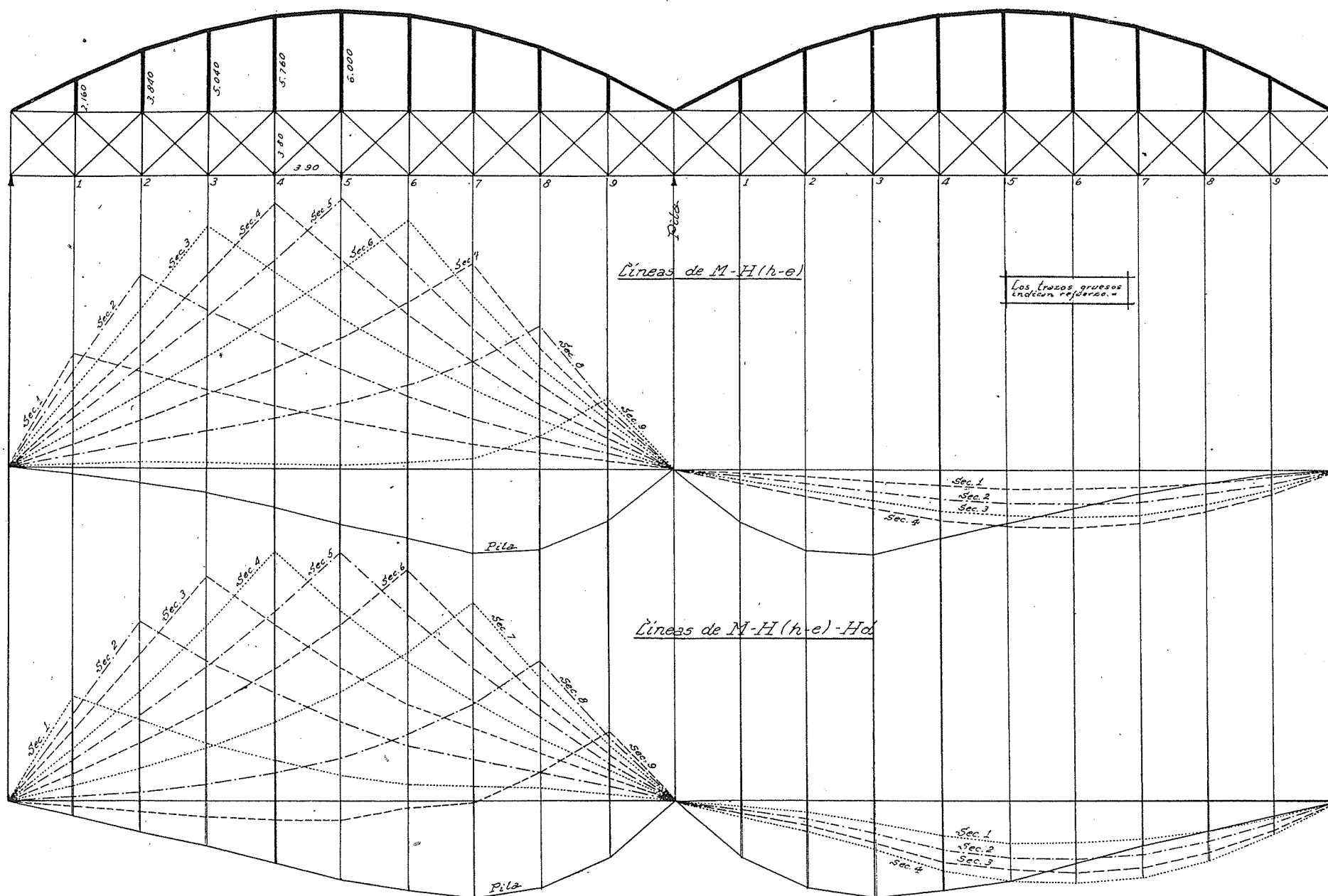
Esc:  1 m.



DUENTE CHIMBARONGO. Km. 41,304. Ramal Sr. Fernando a Pichilemu.

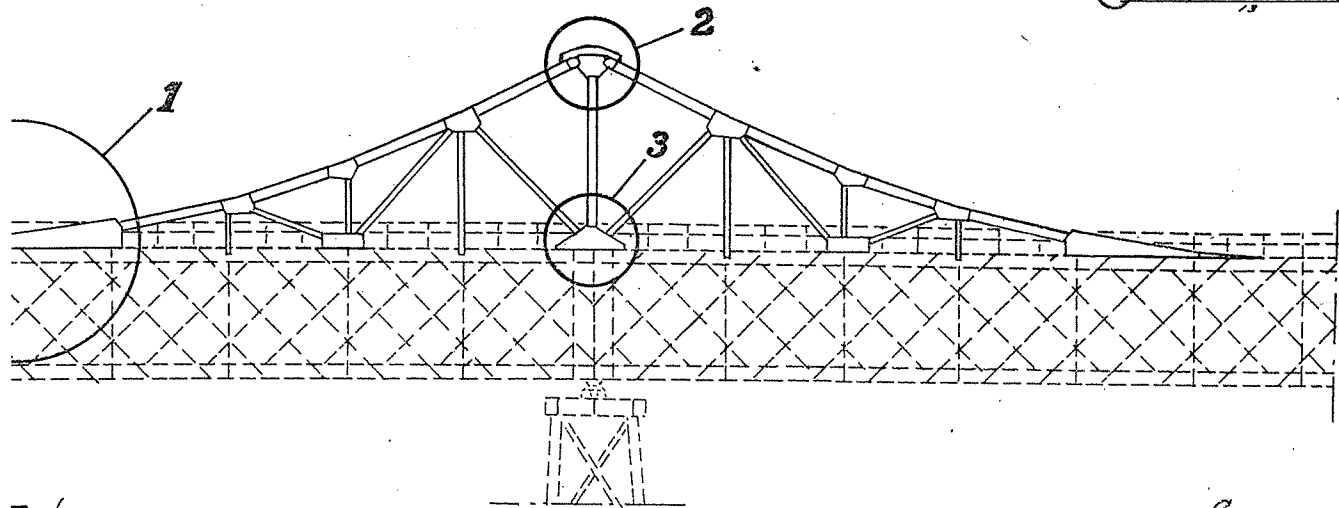
Líneas de influencia para la viga continua de 2 tramos de 39,50 m. de luz c/u. =

Escala: Longitud  10 m.
Momentos:  5 tm.



Refuerzo tipo "F"

Puente Quino



- Refuerzo
- Existente

