

Dirección General de Preparacion DE CAMPAÑA



Reglamentos para la ins-
trucción técnica y trabajos
relativos a los puentes de
circunstancias de las tropas
de Zapadores - Minadores

3.^{ER} LIBRO

PARA USO DEL OFICIAL



MADRID
SERIES DEL DEPOSITO GEOGRAFICO
E HISTORICO DEL EJERCITO

SCOTT'S
PULVERIZED
RICE

SOFTENED
BY
STEAM

117
A.S.

F

REGLAMENTOS VIGENTES

Publicados por R. O. de 3 de diciembre de 1924 (D. O. núm. 275)
y a la venta en el Depósito Geográfico e Histórico del Ejército

REGLAMENTOS GENERALES

	Edición	Precio
Empleo táctico de las grandes unidades.....	1925	2,00
Servicios de retaguardia. (Texto y láminas).....	1925	1,75
Enlace y servicio de transmisiones.....	1925	2,50
Organización y preparación del terreno: Tomo I (Texto y láminas)	1927	2,50
id. id. id. Tomo II.....	1928	2,50
id. id. id. Tomo III.....	1928	1,25
Instrucción física: Tomo I.....	1927	1,25
id. id. Tomo II.....	1927	0,75
id. id. Tomo III.....	1927	1,00
id. id. Compendio.....	1928	1,25
id. id. Cartilla.....	1927	0,50
Instrucción de tiro con armas portátiles: Tomo I.....	1926	1,25
id. id. id. id. Tomo II. (Texto y láminas).....	1927	1,25
Anexo I. Instrucción de tiro con ametralladoras de Infantería y Caballería.....	1928	1,75
id. II. Instrucción de tiro con armas de acompañamiento de la Infantería (morteros).....	1929	1,00
id. III. Descripción del fusil, mosquetón y carabina Mauser.....	1928	0,75
id. IV. Descripción de los fusiles ametralladores y ametralladora ligera.....	1928	1,00
id. V. Descripción de la ametralladora y sus municiones.....	1927	0,75
id. VI. Nomenclatura, descripción sumaria y entretenimiento de la pistola «Astra» y de sus municiones.....	1929	0,50
id. VII. Nomenclatura, descripción sumaria y entretenimiento de las máquinas de acompañamiento de la Infantería. Morteros.....	1928	1,00
id. VIII. Descripción de las granadas de mano y de fusil.....	1927	0,35
id. X. Nomenclatura, descripción sumaria y entretenimiento de los Carros de Combate Ligeros.....	1929	1,50
Servicio de remonta en campaña.....	1925	0,25
Servicio de Correos en campaña.....	1928	0,40
Reglamento técnico del oficial de Aerostación.....	1929	1,00
Reglamento del servicio de Aeronáutica en campaña (Aerostación).....	1929	0,75
Reglamento para la instrucción teórica y práctica del mecánico automovilista (Libro primero.—Instrucción teórica).....	1929	1,50

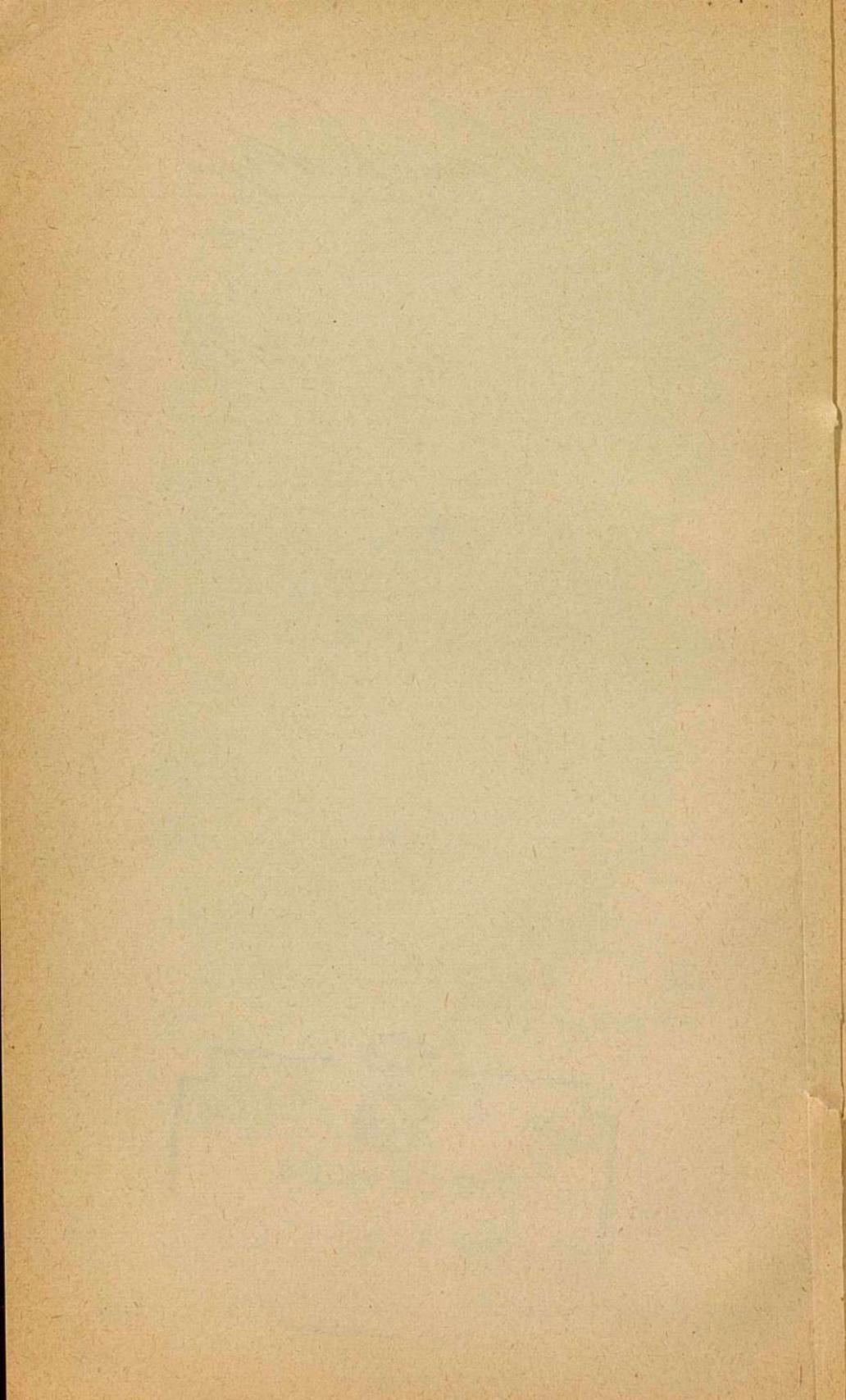
INFANTERIA

Instrucción táctica: Tomo I.....	1926	1,00
Idem id. Tomo II.....	1929	1,75
Apéndice VI. Manejo y empleo táctico del fusil ametrallador Hotchkiss ligero, tipos I y II.....	1927	0,25
Anexo I. Instrucción y empleo táctico de las unidades de ametralladoras.....	1926	0,75
id. III. Instrucción y empleo táctico de los carros ligeros.....	1928	0,75

Francisco Steyer

Córdoba - 14-12-31





REGLAMENTOS

PARA LA INSTRUCCIÓN TÉCNICA
Y TRABAJOS RELATIVOS A LOS
PUENTES DE CIRCUNSTANCIAS
DE LAS TROPAS DE ZAPADORES-
===== MINADORES =====

3.^{ER} LIBRO
PARA USO DEL OFICIAL

M A D R I D
TALLERES DEL DEPÓSITO GEOGRÁFICO
E HISTÓRICO DEL EJÉRCITO

1 9 2 9

THE AMERICAN

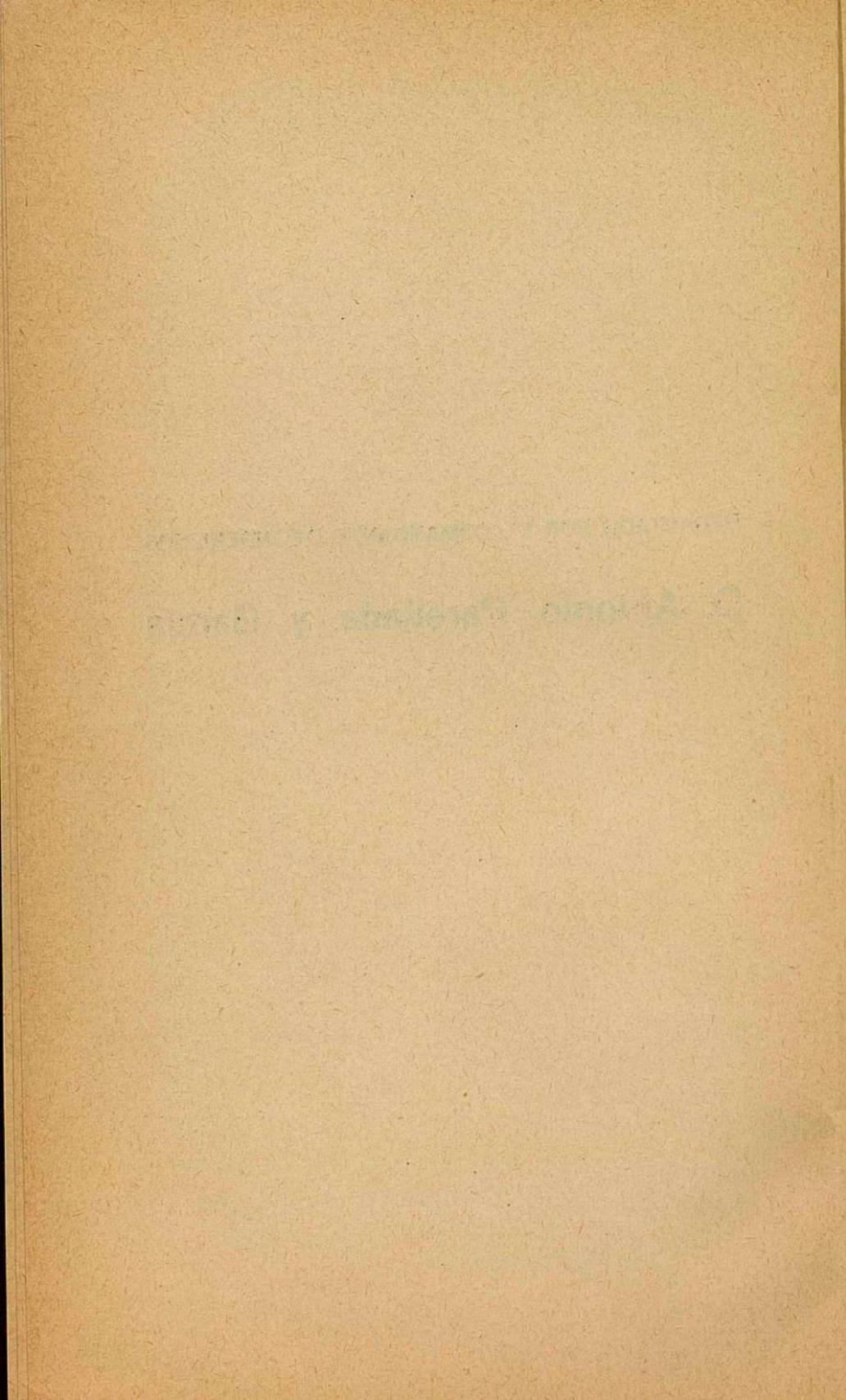
THE AMERICAN
THE AMERICAN
THE AMERICAN
THE AMERICAN
THE AMERICAN

THE AMERICAN
THE AMERICAN
THE AMERICAN
THE AMERICAN
THE AMERICAN

THE AMERICAN
THE AMERICAN
THE AMERICAN
THE AMERICAN
THE AMERICAN

REDACTADO POR EL COMANDANTE DE INGENIEROS

D. Antonio Parellada y García



REGLAMENTOS

Circular. Excmo. Sr.: El Rey (q. D. g.) ha tenido a bien disponer que por el Depósito de la Guerra se proceda a imprimir una segunda edición de 3.000 ejemplares del Reglamento de puentes, para uso del oficial de Zapadores en campaña, los que serán puestos a la venta al precio que se fije, previa propuesta del mencionado establecimiento.

De real orden lo digo a V. E. para su conocimiento y demás efectos. Dios guarde a V. E. muchos años.

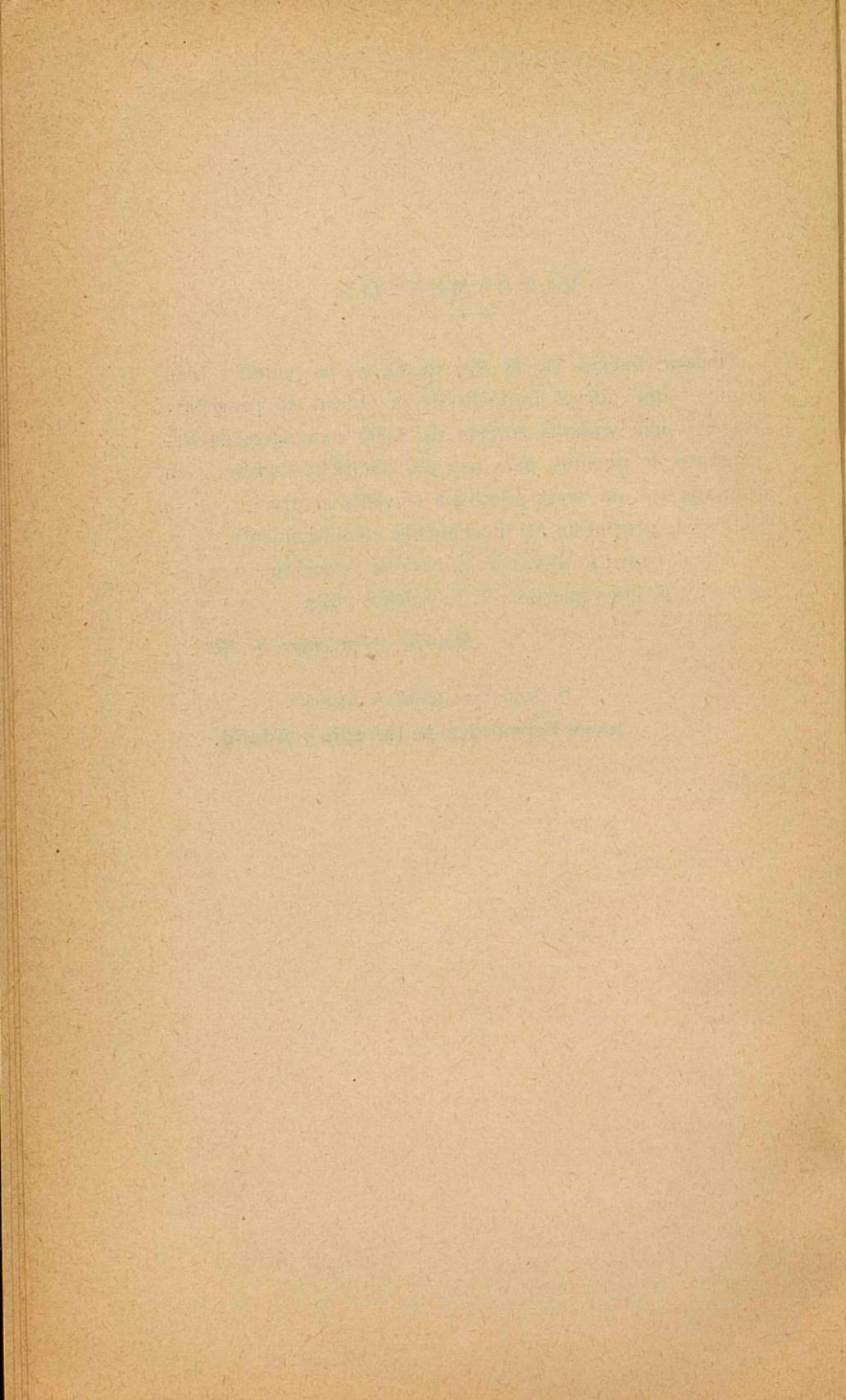
Madrid, 26 de enero de 1928.

El General encargado del despacho,

Jorge Fernández de Heredia y Adalid.

Señor...

(D. O. núm. 23.)



REGLAMENTOS

Circular. Se declara reglamentario el Manual del oficial para la instrucción técnica y trabajos relativos a los Puentes de Circunstancias de las tropas de Zapadores, debiendo darse cumplimiento a las siguientes instrucciones:

1.^a Servirán de base para el citado Cuerpo de doctrina los preceptos incluidos en el Manual práctico para la construcción de puentes militares provisionales, del que es autor el Comandante de Ingenieros D. Antonio Parellada y García, una vez introducidas las modificaciones propuestas por el Estado Mayor Central, para armonizar el Manual de referencia con los textos de análogas enseñanzas, ya aprobados para la tropa, constituyendo todos ellos un proceso cíclico de toda la instrucción relativa a puentes de circunstancias.

2.^a Según lo dispuesto por R. O. C. de 3 de diciembre de 1924 (D. O. núm. 275), se hará constar en la primera plana del texto el nombre del Comandante de Ingenieros, cuya obra ha servido de base para la redacción del mismo.

3.^a Este Manual será preceptivo en sus conocimientos y enseñanzas para la obtención del empleo de oficiales de complemento en las tropas de Zapadores.

4.^a El Comandante de Ingenieros D. Antonio Parellada, se encargará de proporcionar una edición de 1.200 ejemplares al Estado Mayor Central, cediendo al Estado todos cuantos derechos pudieran corresponderle por la propiedad de su anterior obra, quedando facultado dicho organismo, por tanto, para reproducirla en lo sucesivo en la forma y condiciones que estime conveniente la Superioridad.

El importe de 6.600 pesetas a que ascenderá el gasto total de la referida edición, será satisfecho con cargo a la cantidad actualmente a disposición del Estado Mayor Central, de los créditos para instrucción del Ejército durante el presente ejercicio económico.

5.^a Una vez recibida por el Estado Mayor Central la edición del Reglamento a que se contrae la presente dispo-

sición, será distribuída entre los Centros, Cuerpos y Unidades de Ingenieros.

3 de junio de 1925.

El General encargado del despacho,

Duque de Tetuán.

Señor...

(D. O. núm. 123.)

INDICE DE MATERIAS

	Epigrafs	Págs.
I.— <i>Datos y fórmulas para el cálculo de los puentes militares</i>		3
Pesos de algunos materiales y de los carruajes y cargas militares.....		4
<i>Resistencia de materiales.</i> —Coeficientes de trabajo.....	1	12
Tracción y compresión simples.....	2 a 5	15
Datos para el cálculo de las piezas sometidas a flexión.....	6	25
Resistencia a la flexión. Cargas estáticas y cargas móviles.....	7 a 10	30
Esfuerzo cortante.....	11 a 12	56
Resistencia compuesta.....	13	59
Resistencia de las cuerdas, cables, cadenas y alambres.....	14 a 18	60
<i>Datos sobre algunos materiales de construcción</i>		67
Clases y dimensiones corrientes de los principales materiales del comercio que se emplean en la construcción de los puentes militares.....	19	67
II.— <i>Clasificación de los puentes militares.</i> — <i>Cargas tipos para el cálculo.</i> — <i>Detalles de cálculo y organización</i>		73
Clasificación de los puentes de circunstancias. Anchura libre del tablero...	20	74
Sobrecargas repartidas y aisladas. Cargas permanentes.....	21 a 23	76
<i>Cálculo general y disposición del tablero.</i>		
Tablones.....	24 a 25	77
Viguetas longitudinales.....	26 a 33	80
Estribos. Su cálculo y disposición.....	34 a 35	94
<i>Disposición y cálculo de los apoyos del tablero.</i>		
A.—Puentes de barcas.....	36 a 42	101
B.—Puentes de balsas.....	43 a 54	108
C.—Puentes de caballetes.....	55 a 63	118

	Epígrafes	Págs.
D.—Puentes de pilotes.	64 a 74	137
E.—Pontones y puentes sin apoyos intermedios.	75 a 87	151
F.—Pasaderas	83 a 90	170
Vados.	91	177
Pasos sobre el hielo.	92	178
G.—Puentes de cuerdas o de cables metálicos	93 a 107	178
H.—Puentes volantes.	108 a 110	197
III.— <i>Refuerzo de los puentes militares.</i>	111 a 112	205
<i>Reparaciones en los puentes militares de carretera.</i>	113 a 117	209
IV.— <i>Montajes.</i>	118 a 124	221
V.— <i>Reconocimiento de un río y reglas para el paso de las tropas por los puentes militares</i>		
<i>Conservación de los puentes militares. Reconocimientos.</i>	125 a 126	237
Trabajos preliminares que exige la construcción del puente.	127	241
Tiempo empleado en diferentes trabajos relacionados con la construcción de los puentes militares.	127	242
Acopio de materiales. Escuadrías de los elementos de algunos puentes tipos.	128	244
Reglas que deben observarse durante el paso de las tropas por los puentes militares	129 a 130	254
Guardia del puente	131	258
Atalayas y amparos.	132	259

INDICE DE LAS TABLAS

	Páginas
I.—Peso del m ³ de diversas substancias.....	4
II.—Peso del material moderno de artillería de campaña y de posición.....	5
III.—Peso del material moderno de artillería de montaña.....	6
IV.—Peso del material antiguo de artillería pesada.....	6
V.—Peso del material de puentes reglamenta- rio.....	7
VI.—Peso del material de los trenes regimen- tales..	8
VII.—Peso del ganado mular, caballar, lanar, va- cuno y de algunos objetos que suelen transportar los vivanderos.....	9
VIII.—Pesos de los carruajes automóviles sobre ruedas... ..	10
IX.—Peso de los carruajes automóviles con ca- rril oruga..	11
X.—Peso de los automóviles ligeros.....	11
XI.—Coeficientes de trabajo.....	12
XII.—Carga <i>p</i> que puede resistir el terreno....	14
XIII.—Compresión. Piezas largas de madera... ..	19
XIV.—Compresión. Piezas largas de madera, de sección circular.....	21
XV.—Compresión. Piezas cilíndricas de fun- dición o hierro....	22
XVI.—Hierros especiales comprimidos.....	24
XVII.—Hierros comprimidos de forma 	24
XVIII.—Cargas y momentos de flexión en los apo- yos de una viga cont nua, apoyada en varios puntos.....	39
XIX.—Carga estática equivalente a un tren de ca- rruajes de artillería ligera de campaña.	44
XX.—Carga estática equivalente a un tren de ca- rros catalanes de 3.000 kg. de peso....	44
XXI.—Carga estática equivalente a un tren de ca- rruajes de artillería antigua, pesada (sección ligera)	45

XXII.—Carga estática equivalente a un tren de carruajes de artillería antigua, pesada (sección pesada).....	45
XXIII.—Momentos máximos de flexión, producidos por los carruajes de artillería ...	46
XXIV.—Momentos máximos de flexión, producidos por diferentes carruajes automóviles.....	47
Cuadro D.—Tren ilimitado de camiones automóviles. Sobrecargas uniformes equivalentes.	48
Cuadro E.—Tren de cuatro cañones con avatrén, arrastrados por un tractor. Sobrecargas uniformes equivalentes.....	49
Cuadro F.—Carro de asalto de 14 toneladas y sobrecarga uniforme. Sobrecargas uniformes equivalentes.	50
Cuadro G.—Carro de asalto de 6,7 toneladas y sobrecarga uniforme. Sobrecargas uniformes equivalentes.....	51
Cuadro H.—Cruce de dos trenes ilimitados de carros de 16 toneladas. Sobrecargas uniformes equivalentes.	52
Cuadro M.—Tren tipo núm. 1. Sobrecargas uniformes equivalentes.	53
Cuadro N.—Tren tipo núm. 2. Sobrecargas uniformes equivalentes.....	54
XXV.—Cargas por m. l. de vigueta.....	55
XXVI.—Cargas de fractura de las cuerdas.....	61
XXVII.—Resistencia de las cuerdas de cáñamo...	62
XXVIII.—Cables metálicos redondos	64
XXIX.—Cadenas abiertas no afianzadas..	65
XXX.—Cadenas afianzadas.....	66
XXX bis.—Tracción que pueden soportar los alambres.....	67
Cuadro A.—Dimensiones más corrientes de las piezas de madera del comercio..	68
Cuadro B.—Nombres y dimensiones usuales de la jarcia que suele utilizarse en la construcción de los puentes militares....	70
Cuadro C.—Tipos de puentes militares. Anchura del tablero y sobrecargas máximas.	75
XXXI.—Tablones.....	78
XXXII.—Rollizos	81

	<u>Páginas</u>
XXXIII.—Vigas de madera de una sola pieza.....	82
XXXIV.—Carriles.....	83
XXXV.—Viguetas metálicas.....	84
XXXVI.—Equivalencia de escuadrías para las vigas de madera.....	94
XXXVII.—Peso del m ³ y fuerza de flotación de algunas maderas.....	111
XXXVIII.—Número de toneles en cada balsa.....	117
XXXIX.—Cargas sobre las cumbreras y apoyos flotantes.....	122
XL.—Cargas que pueden soportar los pies de caballete.....	126
XLI.—Dimensiones corrientes y resistencia de los pernos de hierro.....	128
XLII.—Rechazo total relativo en función de la carga.....	144
XLIII.—Fuerza límite de sustentación de un pilote.....	148
XLIV.—Escuadrías de las viguetas de varios puentes tipos.....	244
XLV.—Escuadría de los tablones para varios puentes tipos.....	245
XLVI.—Escuadrías de las cumbreras de los caba- lletes.....	245
XLVII.—Escuadrías de los pies de caballete.....	246
XLVIII.—Escuadrías de los pilotes y cumbreras de las cepas.....	247
XLIX.—Tipo núm. 1 para puentes de pilotes...	248
L.—Tipo núm. 2 para puentes de pilotes...	249
LI.—Tipo núm. 3 para puentes de pilotes...	250
LII.—Tipos de puentes pesados.....	251



NOTACIONES Y ABREVIATURAS

m.....	metro.
m ²	metro cuadrado.
m ³	metro cúbico.
dm.....	decímetro.
dm ²	decímetro cuadrado.
dm ³	decímetro cúbico.
cm.....	centímetro.
cm ²	centímetro cuadrado.
cm ³	centímetro cúbico.
mm.....	milímetro.
mm ²	milímetro cuadrado.
mm ³	milímetro cúbico.
m. l.....	metro lineal.
kg.....	kilogramo.
kg. m.....	kilogrametro.
Tm.....	tonelada métrica.
.....	paralelo a.
⊥.....	perpendicular a.
1 ÷ 3.....	de uno a tres.
>.....	mayor que.
<.....	menor que.
=.....	igual a.
≥.....	igual o mayor que.
≤.....	igual o menor que.
~.....	aproximadamente.
1.º L-M. de I. de S. y C.....	1.º Libro - Manual de Instrucción de soldados y cabos.
2.º L-M. de I. de las C. de 2.ª c.....	2.º Libro-Manual de Instrucción de las clases de tropa de 2.ª categoría.

I

Datos y fórmulas para el cálculo de los puentes militares

Pesos.

Resistencia de materiales.

Clases y dimensiones más corrientes de los principales materiales del comercio que se emplean en la construcción de los puentes militares.

TABLA I

Peso en kg. de 1 m³ de diversas substancias o materiales.

Substancias o materiales	Estado	Peso de 1 m ³ en kilogramos
Agua	A 4°	1.000
Agua del mar y agua turbia.	A 0°	1.020 ÷ 1.040
Asfalto	»	1.750
Arena	Seca	1.400 ÷ 1.650
Idem	Húmeda	1.600 ÷ 1.900
Acero moldeado	»	7.790 ÷ 7.800
Acero laminado	»	7.850
Balas o	»	1.500
Corcho	»	240
Grava	»	1.500 ÷ 1.800
Hierro soldado	»	7.790 ÷ 7.300
Hormigón de arena gruesa y gava.	»	2.200
Hormigón armado	»	2.500
Fundición	»	7.000 ÷ 7.500
Fábrica de ladrillo y cemen- to	»	2.700
Madera de pino, abeto, alce	Recién cortada	800 ÷ 900
Idem	Conservada	500 ÷ 700
Madera de arce, fresno, no- gal	Recién cortada	850 ÷ 950
Idem	Conservada	650 ÷ 750
Madera de haya, encina	Recién cortada	900 ÷ 1.100
Idem	Conservada	700 ÷ 800
Madera de acacia	»	717
Idem de alcornoque	»	240
Idem de chopo	»	380 ÷ 400
Idem de íd. blanco	»	500 ÷ 550
Idem de olmo campestre	»	696 ÷ 741
Madera de álamo	»	480
Idem de castaño	»	600 ÷ 720
Tierra silicea suelta	Seca	1.300 ÷ 1.400
Idem íd. fuerte	»	1.70 ÷ 2.000
Maíz	»	670 ÷ 780
Mampostería ordinaria	»	2.400
Paja en montón	»	60 ÷ 70
Plomo	»	11.400

TABLA II

Peso del material moderno de artillería de campaña y de posición.

CARRUAJES	Peso total kg.	Paso sobre el		Bata- lla m.	Dis- tancia entre ejes m.	Valor de δ m.
		Eje an- terior kg.	Eje pos- terior kg.			
ARTILLERÍA LIGERA DE CAMPAÑA						
Cañón Schneider de 7,5 cm. Su armón cargado	1730	693	1037	1,86	3,23	1,30
Retrotrén del carro de mu- niciones	1749	693	1056	1,73	2,43	0,96
Su armón caigado.						
ARTILLERÍA PESADA DE CAMPAÑA						
Obús Vickers de 10,5 cm .	2200		1467	1,61	3,50	1,
Su avantrén		733				
Obús Schneider de 15,5 cm.	3750		3335	1,52	3,99	1,33
Su avantrén.		415				
Cañón Schneider. L. de 10,5 cm	2700		2350	1,52	3,00	1,00
Avantrén de contra apoyo.)		350				
ARTILLERÍA DE POSICIÓN						
Cañón Krupp. L. de 15 cm (Tren de pieza con carro de transporte)	3800	1270	2530	1,53	3,50	1,17
Cañón Schneider de 15,5 cm	6270		5920	1,95	3,00	1,00
Avantrén de contra apoyo.)		350				
Mortero Schneider de 22 cm	6000		5300	1,80	3,78	1,26
(Tren de cureña).		700				

NOTA. La distancia δ es la que existe entre el centro de gravedad del carruaje y el eje más cargado.

Las piezas pesadas se corren y apoyan sobre el marco del retrotrén para su transporte, distribuyéndose así la carga con mayor igualdad entre los dos ejes. En general, carga $\frac{1}{3}$ del peso total sobre el eje delantero y los $\frac{2}{3}$ restantes sobre el eje posterior. En esta hipótesis hemos calculado la distancia δ para las piezas pesadas.

Algunas distancias entre ejes son sólo aproximadas.

TABLA III

Peso del material moderno, español, de artillería de montaña.

CARGAS Y CARRUAJES MAS PESADOS	Peso total kg.	PESO SOBRE EL		Batalla m.	Distancia entre ejes. m.
		Eje an- terior. kg.	Eje pos- terior kg.		
CAÑÓN DE 7 CM. TR.					
Carga de cañón	171,30	»	»	»	»
Carga de cureña	169,00	»	»	»	»
Carga de escudos	171,00	»	»	»	»
Primeras cargas de mu- niciones	90,00	»	»	»	»
La pieza en batería	512,00	»	»	»	»
OBÚS CORTO SCHNEIDER DE 10,5 CM. TR.					
Carruaje de pieza con avantrén	1239	489	750	1,25	»
Peso en limonera o ba- tería			750	1,25	»
Carro de municiones	826	421	405	»	»

TABLA IV

Peso del material antiguo de artillería pesada.

CARRUAJES	Peso parcial kg.	Peso total kg.	Batalla — metros	Distancia entre ejes. metros
-----------	----------------------------	--------------------------	------------------------	---

SECCIÓN LIGERA

C. B. c. 12 cm. C. c. Mo- delo 1891.	3.748,29	4.277,89	1,93	2,75
Avantrén cargado	529,60			
O. B. c. 15 cm. C. c	3 323,78	3.853,38	1,93	2,75
Avantrén cargado	529,60			
M. B. c. 15 cm. C. C	»	2.618,00	»	»
M. B. c. 9 cm.	»	2 172,00	»	»
Carro de trinchera (de dos ruedas)	»	2.046,00	1,69	»
Carro de parque (de cuatro ruedas)	»	2.893,00	2,00	2,115

CARRUAJES	Peso parcial — kg.	Peso total — kg.	Batalla — metros	Distancia entre ejes. — metros
-----------	--------------------------	------------------------	------------------------	--------------------------------------

SECCIÓN PESADA

O. B. c. 21 cm. C. c. Modelo 1885.....	5.969,40	6.499,00	1,89	2,15
Avantrén.....	529,60			
C. A. c. 15 cm. C. c. (Krupp).....	»	5.030,00	1,99	2,78
C. B. c. 15 cm. C. c. (Verdes).....	»	5.460,00	1,77	2,74
M. B. c. 21 cm. C. c. (Mata).....	»	2.170,00	»	»

TABLA V

Peso de los carros del material de puentes reglamentario, modelo danés.

CARRUAJES	PESO EN KILOGRAMOS		Batalla — metros	Distancia entre ejes — metros
	Vacío	Cargado		
Carro de pontón.....	650	2100	1,91	3,30
Carro de caballete.	650	1950	1,91	3,30
Carro de reserva núm. 1	650	2000	1,91	3,30
Carro de reserva núm. 2	650	2000	1,91	3,30
Carro de herramienta núm. 1	650	1650	1,91	3,30
Carro de herramienta núm. 2	650	1650	1,91	3,30
Carro furgón núm. 1	700	2100	1,91	3,30
Carro furgón núm. 2	700	2100	1,91	3,30
Carro catalán, tamaño grande, con accesorios.....	700	2745	»	»

En el peso de los carros cargados no va incluido el peso del personal de maniobra.

La batalla se supone medida entre las arandelas de los cubos.

TABLA VI

Características de los carruajes con tracción animal, que forman parte de los trenes regimentales.

Material regimental de las diferentes Armas y Cuerpos.	PESO		Bata- lla — m.	Dis- tancia entre ejes — m.	Longitud enganchado — m.	Número de ruedas.....	Cabi- lletas de ara- tre.....	Disposi- ción de los tiros
	Vacío — kg.	Car- gado — kg.						
Carro de municiones, mod. 1920.....	340	860	1,66	>	>	>	>	>
Carro de municiones, mod 1915 para In- fantería.....	417	938	1,31	>	7	2	2	1 pareja
Carro de víveres y bagajes de compa- ña, mod. 1915.....	850	2150	1,61	2,12	10	4	4	2 parejas
Carro de escuadrón, mod. 1910.....	900	2400	1,67	2,35	12	4	4	2 parejas
Carro de raciones, mod 1911.....	1300	3800	1,73	2,17	13	4	6	3 parejas
Carro sanitario re- gimental.....	800	>	1,52	2,14	>	4	>	>
Carro cocina, modelo Homs	>	997	>	>	8	4	2	1 pareja
Carro de batería n.º 1, mod. 1906.....	1533	>	1,78	2,45	14	4	>	>
Carro de batería n.º 2, mod. 1906	1400	>	1,78	1,99	13	4	>	>
Carro de grupo.....	1954	>	>	>	>	4	>	>
Carro de sección (Za- radores).....	990	1700	1,45	2,55	10	4	4	2 parejas
Carro de sección (puentes de van- guardia).....	>	1460	1,47	2,97	>	4	>	>
Carro de maniobra (id id id).....	>	1410	1,47	2,97	>	4	>	>
Estación radiotele- gráfica	>	1500	>	>	15	4	6	3 parejas
Proyector de 60 cm. tipo Saulter Harle.	>	>	1,94	2,70	>	4	6	3 parejas
Carro catalán, mode- lo 1907.....	670	3000	1,40	>	11,5	2	4	Reata
Carro, mod 1893 (Ble- sa).....	800	1900	1,48	2,97	10	4	4	2 parejas
Carro de víveres, mode- lo 1907.....	750	2250	1,58	1,63	9,20	4	4	2 parejas
Camión, mod. 1897...	1070	4570	1,58	1,65	13	4	6	3 parejas
Carro aljibe, mod. 1908	1410	3400	>	>	13	4	6	3 parejas
Carro aljibe, mod. 1907	1100	2100	1,47	2,15	10	4	4	2 parejas
Coche Löhner, mode- lo 1911.....	>	1430	1,65	2,25	10	4	4	2 parejas
Furgón de cirugía y farmacia.....	770	1300	1,40	1,75	10	4	4	2 parejas
Furgón tienda hos- pital.....	1360	2000	1,70	1,95	>	4	>	>
Furgón de desinfecti- ción.....	800	>	>	>	10	4	4	2 parejas
Furgón dietético	>	1165	>	>	10	4	4	2 parejas
Furgón de utensilio.	>	1140	1,60	2,10	10	4	4	2 parejas
Estufa de desinfecti- ción, mod. Orense.	>	2500	>	>	10	4	4	2 parejas
Potabilizadora Sani- tas	>	1400	>	>	>	4	4	2 parejas

TABLA VII

Peso del ganado mular, caballar, etc., y de algunos objetos que suelen transportar los vivanderos.

	Kilos
Peso de una caballería cargada y su conductor...	1000
Peso medio de un caballo o mu'la con equipo...	500 ÷ 700
Peso medio de un caballo o mula atalajado y de un camello sin carga.....	500 ÷ 700
Peso de un baste y bridones.....	40
Peso de una montura con equipo.....	16
Peso de un soldado con equipo y doble dotación de municiones y raciones	90
Un caballo equipado y el jinete con su armamento ocupan una superficie de $3 \times 1 \text{ m}^2$ y pesan..	600
Una pareja equipada, con su conductor, ocupan una superficie de $3 \times 2 \text{ m}^2$ y pesan.....	1050
Peso de un cordero.. ..	60 ÷ 80
Peso de un cerdo	150 ÷ 200
Peso de una vaca o buey	400 ÷ 600
Una pipa grande, llena de vino.....	630
Una pipa tamaño medio, llena de vino.....	320
Un pipote de vino.....	100
Un pellejo de vino o vinagre.....	73
Un pellejo de aceite	70
Un saco de harina.....	100
Una talega de trigo.....	70
Una talega de centeno.....	65
Una talega de maíz	60
Una talega de cebada.....	50
Una talega de avena.	35
Una talega de patatas.	60
Una jábega grande de paja	100

TABLA VIII

Carruajes automóviles sobre ruedas.

CARRUAJES	Peso total	PESO SOBRE EL		Batalla...	Distancia entre ejes.	Distancia entre el centro de gravedad y el eje más cargado	Anchura de la llanta
		Eje anterior	Eje posterior				
		kg.	kg.				
Camiones automóviles							
Proyector Berliet de 120 centimetr. s.	3800	>	>	1,75	3,72	>	>
Proyector Fiat de 90 cm. H P.	3800	>	>	1,40	3,21	>	>
Hispano Suiza; 40 + 50 H P.	7700	2567	5133	1,76	4,27	1,42	2×0,14
Carga útil de 4 Tm.	9140	2240	6900	1,69	4,25	1,04	2×0,12
De Dion Bouton para cilindros.							
Carga útil de 5 Tm. (aerostación).	10000	3000	7000	>	4,25	1,27	>
Perce Arrow.							
Lorr.	11380	3252	8128	2,30	4,31	1,23	2×0,3
Camión Steyr, cargado..	4780	2200	2580	1,62	>	>	>
Tractores.							
Pavesi; mod. ligero.	3000	>	>	1,45	2,00	>	0,25
Pavesi; mod. pesado.	3800	>	>	1,53	2,32	>	>
Jeffery; 25 + 35 H P.	5030	>	>	1,65	3,20	>	0,27
Panh rd; 30 H P.	6900	2600	4300	1,90	3,00	1,14	2×0,11
Latil T. H; 42 + 50 H P.	6900	3 + 50	3 50	2,05	3,00	1,50	2×0,11
Latil T. A. R; 50 H P.	7800	3460	4340	2,05	3,00	1,33	2×0,12
Eskoda Daimler.	8100	>	>	1,55	3,57	>	>
Renault E. R.	9000	3580	5420	1,90	3,65	1,45	2×0,13
De gasolina (inglés).	13209	3048	10161	2,44	3,06	0,84	0,40
De vapor (ingleses).	14225	4064	10161	2,14	3,05	0,87	0,40
De 20 Tm.	16257	5080	11177	2,14	3,05	0,95	0,40
De 20 Tm.	20000	7000	13000	1,90	4,25	1,49	>
Automóviles Blindados							
De la Fábrica de Trubia..	4600	1980	2620	2,00	4,28	1,84	>
Apisonadoras							
De gasolina	9000	3000	6000	>	2,40	0,80	>
De vapor. (1)	15000	7500	7500	>	3,00	1,50	>
De vapor. (2)	1000	6000	12000	2,40	3,30	1,10	>
De vapor. (3)	2000	8000	12000	2,00	3,88	1,55	>

(1) Longitud de los rodillos posteriores, 0,50 m.; del rodillo anterior, 1,10
 (2) Longitud de los rodillos posteriores, 0,40 m.
 (3) Longitud de los rodillos posteriores, 0,41; del anterior, 1,18 m.

RESISTENCIA DE MATERIALES

TABLA XI

Coefficientes de trabajo en kilogramos por cm^2 de sección.

MATERIALES	Tracción		Compresión		Esfuerzo cortante		Desgarramiento	
	R	R'	R	R'	R''	R'''	R''''	R'''''
Pino (maderas viejas).....	30	60	30	60	»	»	4	6
Pino (maderas nuevas).....	80	100	80	100	»	»	6	10
Pino de Soria.....	»	»	40	50	»	»	»	»
Pino de Córdoba.....	49	65	50	84	»	»	3	4
Pino de Villanisa (Iaca).....	47	78	48	79	»	»	3	5
Pino de Zaragoza.....	58	97	44	74	»	»	2	4
Pino de la Sierra de Cameros.....	31	51	40	67	»	»	5	9
Castaño de Córdoba.....	30	49	50	84	»	»	3	5
Encina, haya y roble fuerte.....	60	80	60	80	»	»	9	17
Haya de a Sierra de Cameros.....	80	133	56	94	»	»	10	17
Roble de la ídem de íd.....	34	57	32	54	»	»	7	12
Olimo.....	60	80	»	»	»	»	8	12
Acacia.....	60	80	»	»	»	»	9	14

	60 ÷ 70	60 ÷ 70	9 ÷ 14
Mogal	100		
Cuerdas nuevas de cáñamo sin alquitranar ..	80		
Cuerdas viejas ..	166		
Cuerda nueva alquitranada ..	325		
Calabrotes de cáñamo de 0,013 m. ÷ 0,014 de diámetro ..	300		
Calabrotes de cáñamo de 0,023 metros de diámetro ..	275		
Calabrotes de 0,040 m. ÷ 0,05 de diámetro ..	500	700	
Hierro torjado (mediano) ..	800	50	450
Hierro forjado (bueno) ..	1.000	1.000	800
Hierro fundido ..	1.000	1.300	800
Hierros especiales (escuadras, tes, etc) ..	500	900	1.000
Hierro laminado en barras ..	500	500	400
Palastro; vigas de acero laminadas ..	900	900	400
Acero forjado ..	1.000	1.200	700
Acero dulce fundido ..	900	1.000	800
Acero fundido duro ..	1.600	900	1.300
Fundición ordinaria ..	200	1.200	900
Fundiciones tenaces y maleables ..	400	1.600	800
Alambre de hierro galvanizado ..	800	2.000	1.300
Alambre de hierro ..	1.200	700	900
Cables de hierro ..	900	1.200	1.600
Alambre de acero para cables ..	1.200	800	160
Cadenas de hierro dulce ..	400	1.200	300
Alambre de cobre ..	600		
Alambre de latón ..	900		

TABLA XII

Carga p que puede resistir el terreno, en kg. por cm^2 .

NATURALEZA DE LOS TERRENOS	CARGA p
Rocas calizas, margas o arcilla muy compacta....	$8 \div 10$
Arena húmeda con gravilla.....	$6 \div 10$
Gravas y gravillas a cubierto de corrientes.....	$4 \div 5$
Arcil fina húmeda.....	5
Arcil a compacta húmeda.....	3
Gravillas terrosas.....	$2 \div 5$
Tierra virgen y arena arcillosa húmeda.....	2
Tierra vegetal apisonada.....	1
Terreno de aluvión y arena de río apisonada.....	0,8
Tierras flojas.....	0,5
Tierras muy flojas.....	0,3

1. Observaciones sobre los coeficientes de trabajo.

Si la madera es nueva, de buena calidad, de *pino o encina sin nudos*, podrá tomarse como coeficiente de trabajo: $R = 100 \div 150$ kg. por cm^2 , y hasta $\frac{1}{4}$ o $\frac{1}{5}$ del coeficiente de fractura.

De lo contrario, se hará $R \approx 60$ kg. por cm^2 .

Cuando en las viguetas, largueros u otras piezas del piso del puente se haya de emplear el *acero dulce*, se hará $R = R' = 7,5 \div 8$ por kg. por mm^2 , y como límite $R = R' = 10 \div 12$ kilogramos por mm^2 , en las piezas de los cuchillos.

En las piezas de acero dulce, sometidas a esfuerzo cortante, se hará $R' = 5 \div 8$ kg. por mm^2 . Si el material es el *hierro laminado*, y la pieza trabaja en el sentido de este último, se hará $R = R' = 6 \div 9$ kg. por mm^2 . Pero si trabaja en sentido normal al laminado se hará $R = R' = 4 \div 6$ kg. por mm^2 .

Tracción y compresión simples.

2. **Fórmulas generales.**—Sea ω el área de la sección de un sólido sometido a tracción o compresión por una carga de P kilogramos; R o R' el coeficiente de trabajo (tabla XI) por extensión o compresión.

Los problemas de resistencia se resuelven por la fórmula:

$$[1]; \quad P = R \omega$$

3. **Vigas de madera ensambladas o empalmadas sometidas a extensión.**—(Figura 1.^a)—*Empalme a diente de perro.*—Sean: F la fuerza que extiende la viga; R_m , R'_m , R''_m y R'''_m los coeficientes de trabajo por extensión, compresión, esfuerzo cortante y desgarramiento de la made-

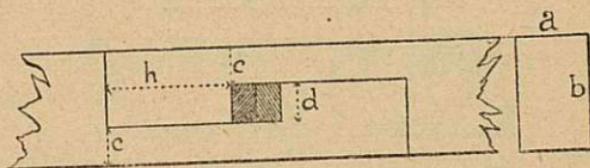


Fig. 1.

ra; R_h , R'_h , R''_h , R'''_h los mismos coeficientes para el hierro; a y b los lados de la sección y $n = \frac{a}{b}$.

Las dimensiones del empalme serán:

$$d = \frac{R_m}{R'_m} c; \quad b = c \left(2 + \frac{R_m}{R'_m} \right);$$

$$a = n c \left(2 + \frac{R_m}{R'_m} \right); \quad h = c \frac{R_m}{R'''_m};$$

$$F = n R_m c^2 \left(2 + \frac{R_m}{R'_m} \right) = R_{ii} a c.$$

Generalmente

$$\frac{R_m}{R'_m} = 1.$$

Empalme con bridas de hierro y pernos.—Sea n el número de pernos (fig. 2) de cada lado de la junta; d su diámetro; éste se deduce de la expresión

$$F = 2 n \frac{\pi d^2}{4} R''_h$$

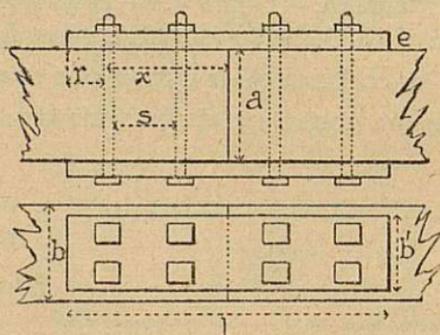


Fig. 2

La longitud x , desde el empalme al perno más alejado, se deduce de la fórmula

$$F = 4 x \cdot a R'''_m$$

La sección de las bridas de hierro por la fórmula

$$F = 2 e (b' - 2 d) R_h$$

siendo e el espesor y b' la altura.

La distancia s , a que se pueden colocar los pernos, se deduce de

$$F = 8 e (r + s) R'''_h$$

La longitud de las bridas de

$$l=2(x+d+r)$$

La sección de las vigas de

$$F = a(b - 2d) R_m$$

Empalme con bridas de hierro con pestañas y pernos.—El área que resiste a la tracción es $a' b'$ (fig. 3).

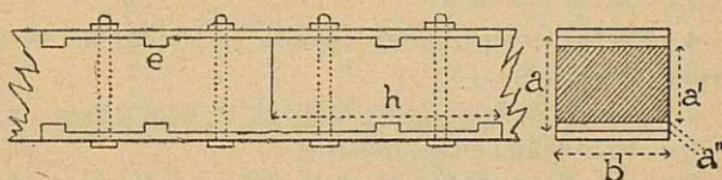


Fig. 3.

Se calcula la viga y dimensiones del empalme por las fórmulas siguientes:

$$F = a' b' R_m \quad a' = a - 2 a''$$

La dimensión a'' del rebajo por la

$$F = n a'' b' R'_m$$

siendo n el número de pestañas, igual a 4 en la figura.

La dimensión h por la expresión

$$\frac{2 h b'}{a' b'} = \frac{R_m}{R''_m}$$

Siendo e el grueso de la pestaña, c su altura y n el número de aquéllas correspondientes a cada viga en las dos bridas, se tendrá:

$$\frac{n e c}{a' b'} = \frac{R_m}{R'''_m}$$

La sección ω_h de las bridas por la fórmula:

$$F = 2 \omega_h R_h.$$

Vigas de tablas con cubrejuntas de madera y pernos.—(Figura 4. La viga se calcula a la extensión. Su sección resistente es la que resulta de multiplicar el ancho de una tabla, disminuído en la suma de los diámetros de los pernos de una fila, por la suma de los espesores de las tablas. Los demás elementos del empalme como queda indicado para el de bridas de hierro y pernos.

4. Piezas comprimidas cuando es de temer su flexión lateral.—Sean:

C = compresión que sufre la pieza, en kilogramos.

l = su longitud en centímetros.

b = lado de la sección si es escuadra o lado menor de la misma si es rectangular, en centímetros.

ω = área de la sección en centímetros cuadrados.

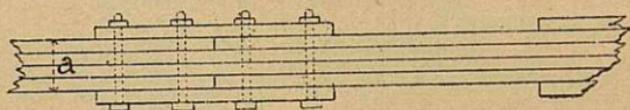


Fig. 4.

R' = coeficiente de trabajo por compresión simple (tabla XI).

d = diámetro de la sección, si es circular, en centímetros.

Las piezas de madera se calculan por la fórmula:

$$[2]; \quad C = R'_1 \omega$$

deduciendo el coeficiente reducido de trabajo R'_1 por las tablas XIII y XIV.

TABLA XIII.—Compresión.

Piezas largas de madera, rectangulares o cuadradas.

Piezas cuadradas de lado <i>b</i> en cm.	Sección ω en cm ²	Piezas doblemente empotradas o de bases planas $\frac{l}{b}$	Coeficientes reducidos de trabajo, en kilogramos por centimetro cuadrado, calculados con los coeficientes de seguridad		
			60	50	40
			kg. por cm ² R' ₁	kg. por cm ² R' ₁	kg. por cm ² R' ₁
6	36	10	52,17	43,48	34,79
7	49	11	50,77	42,31	33,25
8	64	12	49,33	41,11	32,89
9	81	13	47,88	39,90	31,92
10	100	14	46,36	38,64	30,92
11	121	15	44,85	37,38	29,91
12	144	16	43,34	36,12	28,90
13	169	17	41,84	34,87	27,90
14	196	18	40,36	33,64	26,92
15	225	19	38,91	32,43	25,95
16	256	20	37,50	31,25	25,00
17	289	21	36,10	30,10	24,00
18	324	22	34,75	28,96	23,17
19	361	23	33,42	27,85	22,28
20	400	24	32,18	26,82	21,46
21	441	25	30,96	25,80	20,64
22	484	26	29,68	24,82	19,96
23	529	27	28,65	23,88	19,11
24	576	28	27,56	22,97	18,36
25	625	29	26,52	22,10	17,68
26	676	30	25,51	21,26	17,01
27	729	31	24,56	20,47	16,38
28	784	32	23,65	19,71	15,77
29	841	33	22,75	18,96	15,17
30	900	34	21,93	18,28	14,63
31	961	35	21,14	17,62	14,10
32	1024	36	20,37	16,98	13,59
33	1090	37	19,65	16,38	13,11
34	1156	38	18,96	15,80	12,64
35	1225	39	18,27	15,23	12,19
36	1296	40	17,64	14,70	11,76
37	1369	41	17,04	14,20	11,36
38	1444	42	16,45	13,71	10,97
39	1521	43	15,90	13,25	10,60
40	1600	44	15,34	12,79	10,24
		45	14,85	12,38	10,11
		46	14,36	11,97	9,58
		47	13,89	11,58	9,27
		48	13,44	11,20	8,96
		49	13,02	10,85	8,68

Piezas cuadradas de lado b en cm.	Sección ω en cm ²	Piezas doblemente empotradas o de bases planas $\frac{l}{b}$	Coeficientes reducidos de trabajo, en kilogramos por centímetro cuadrado, calculados con los coeficientes de seguridad		
			60	50	40
			kg. por cm ² R'_1	kg. por cm ² R'_1	kg. por cm ² R'_1
		50	12,62	10,52	8,42
		51	12,24	10,20	8,16
		52	11,85	9,88	7,91
		53	11,49	9,58	7,67
		54	11,16	9,30	7,44
		55	10,82	9,02	7,22
		56	10,51	8,76	7,01
		57	10,20	8,50	6,80
		58	9,91	8,26	6,61
		59	9,62	8,02	6,42
		60	9,36	7,80	6,24

Empleo de la tabla XIII.—Conocida la escuadría del prisma y su longitud se determina $\frac{l}{b}$ y se busca este valor en la tercera columna de la tabla, tomando el número inmediatamente superior, si no estuviera contenido en ella exactamente. En la misma línea se encontrará R'_1 y, por lo tanto, la carga que puede resistir el prisma, aplicando la fórmula [2] anterior.

Si se desea determinar la escuadría del prisma, conociendo la carga C de compresión y su longitud, se empieza por asignar valor arbitrario a la relación $\frac{l}{b}$, con lo cual se conocen b y R'_1 . Aplicando la fórmula [2], se deduce el valor del otro lado de la sección, efectuando dos o tres tanteos, hasta que el valor que se encuentre sea $a > b$, si la pieza es de sección rectangular.

TABLA XIV

Compresión de piezas largas de madera, de sección circular y bases planas.

$R' = 60$ kg. por cm^2

Díámetro d , en cm.	Sección ω en cm^2	Díámetro d , en cm.	Sección ω en cm^2	$\frac{l}{d} =$	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30
10	78,54	23	415,48	$R'_1 =$	47,10	42,50	39,00	35,20	31,74	28,10	26,00	23,52	21,35	19,17
11	95,03	24	458,39											
12	113,10	25	490,87	$\frac{l}{d} =$	32	34	36	38	40	42	44	46	48	50
13	132,73	26	530,93											
14	153,94	27	572,56											
15	176,71	28	615,75	$R'_1 =$	17,70	16,21	14,85	13,63	12,57	11,62	10,75	10,00	9,28	8,66
16	201,06	29	660,52											
17	226,98	30	706,86											
18	254,47	31	754,77	$\frac{l}{d} =$	52	54	56	58	60	62	64	66	68	70
19	283,53	32	804,25											
20	314,16	33	855,30											
21	346,36	34	907,92	$R'_1 =$	8,10	7,57	7,09	6,66	6,25	5,91	5,58	5,27	4,98	4,73
22	380,13	35	962,11											

El empleo de esta tabla es idéntico al indicado para la tabla XIII.

Si el coeficiente de trabajo ha de ser R'' , diferente de $R' = 60$ kg. por cm^2 , se tomará como coeficiente reducido el valor

$$R''_1 = \frac{R'_1}{R'} \cdot R'' = \frac{R'_1}{60} \cdot R''$$

5. Piezas metálicas comprimidas. — Las columnas o piezas cilíndricas de fundición o hierro, de longitud l centímetros y diámetro d centímetros, se calculan por la fórmula:

$$[3]; \quad C = n R'_1 \omega$$

siendo:

$n = 1$ para piezas de dos bases planas o empotradas;

$n = 0,571$ para piezas de una base plana y otra redondeada;

$n = 0,285$ para piezas de dos bases articuladas o redondeadas;

deduciendo previamente R'_1 de la tabla XV.

TABLA XV

Piezas cilíndricas de fundición o hierro sometidas a compresión.

Columnas macizas de bases planas $\frac{l}{d}$	Coeficientes de trabajo en kg. por cm ²			
	Fundición R'_1	Relación $\frac{R'_1}{R'}$	Hierro R'_1	Relación $\frac{R'_1}{R'}$
5	1.250	1	600	1
10	744	0,56	400	0,80
15	569	0,458	412	0,688
20	466	0,36	363	0,606
25	390	0,314	324	0,54
30	337	0,23	292	0,457
35	224	0,18	204	0,44
40	183	0,146	255	0,425
45	151	0,12	234	0,39
50	126	0,126	214	0,357
55	107	0,085	195	0,326
60	91	0,073	178	0,298
65	81	0,0645	167	0,273
70	70	0,05	150	0,250
75	61	0,049	137	0,229
80	59	0,047	125	0,200
85	48	0,038	115	0,193
90				

Empleo de la tabla XV.—Está calculada suponiendo que la fundición trabaja a 1.250 kilogramos por centímetro cuadrado y el hierro a 600 kilogramos.

Para un coeficiente R' , distinto de los anteriores, se deduce R'_1 por la expresión:

$$R'_1 = R' \times \frac{R'_1}{R'}$$

siendo el valor de esta relación el que corresponda al valor de $\frac{l}{d}$.

Los problemas se resuelven por la fórmula [3] (párrafo 5), como queda indicado (véase párrafo 4).

Si las piezas son huecas, su resistencia es la diferencia de la de dos piezas macizas, de diámetros exterior e interior de la hueca.

Hierros especiales sometidos a compresión.—Los hierros en forma **U**, **T**, , , se calculan por la fórmula:

$$[2] \quad C = R'_1 \omega$$

deduciendo R'_1 de la tabla XVI, en la cual:

R' = coeficiente de trabajo por compresión simple en kilogramos por centímetro cuadrado;

l = longitud de la pieza en milímetros;

h = menor dimensión de la sección en milímetros.

Hierros en ángulo comprimidos.—Los hierros en forma **L** se calculan como queda indicado para los hierros en **U**, haciendo uso de la fórmula [2], pero deduciendo R'_1 de la tabla XVI, en la cual l y h están expresados en milímetros y R' en kilogramos por milímetro cuadrado.

TABLA XVI

Hierros comprimidos de forma U, T, |—|—|

Valores de $\frac{l}{h}$	Valores de $\frac{R'}{R'_1}$	Valores de $\frac{l}{h}$	Valores de $\frac{R'}{R'_1}$	Valores de $\frac{l}{h}$	Valores de $\frac{R'}{R'_1}$
12	1,23	22	1,77	32	2,63
13	1,27	23	1,85	33	2,74
14	1,31	24	1,92	34	2,85
15	1,36	25	2,00	35	2,96
16	1,41	26	2,08	36	3,07
17	1,46	27	2,17	37	3,19
18	1,52	28	2,25	38	3,31
19	1,58	29	2,34	39	3,43
20	1,64	30	2,44	40	3,56
21	1,70	31	2,54		

TABLA XVII

Hierros comprimidos de forma |—

Valores de $\frac{l}{h}$	Valores de $\frac{R'}{R'_1}$	Valores de $\frac{l}{h}$	Valores de $\frac{R'}{R'_1}$	Valores de $\frac{l}{h}$	Valores de $\frac{R'}{R'_1}$
12	1,33	19	1,83	26	2,55
13	1,39	20	1,92	27	2,68
14	1,45	21	2,01	28	2,80
15	1,52	22	2,11	29	2,93
16	1,59	23	2,21	30	2,98
17	1,66	24	2,32		
18	1,74	25	2,43		

Empleo de las tablas XVI y XVII anteriores.—Dividiendo el valor de R' por el que da la tabla para $\frac{R'}{R'_1}$, correspondiente a un valor determinado de $\frac{l}{h}$, se encontrará el que pertenece a R'_1 el cual hay que sustituir en la fórmula [2].

Ejemplo: Carga que puede soportar una pieza en U comprimida, de 270 milímetros de ancho, 250 milímetros de altura en los nervios verticales y cuya longitud es $l = 3,50$ metros. Su espesor = 8 milímetros. Se tendrá:

$$\frac{l}{h} = \frac{3.500}{250} = 14 \quad \omega = 6.160 \text{ mm}^2$$

$$\frac{R'}{R'_1} = 1,31 \text{ (Tabla XVI).}$$

El hierro empleado trabaja a $R' = 8$ kilogramos por milímetro cuadrado por compresión simple. Por lo tanto, $R'_1 = \frac{8}{1,31} = 6,10$ kilogramos por milímetro cuadrado. La pieza resistirá una carga $C = 6,10 \times 6.160 = 37.576$ kilogramos.

Datos para el cálculo de las piezas sometidas a flexión.

6. Momento de inercia I , y módulo resistente, $\frac{I}{v}$ de algunas secciones.—En todas las fórmulas que siguen, v representa la distancia del eje neutro a la sección (que pasa por el centro de gravedad), a la izquierda más a la derecha.

El momento de inercia de una sección, respecto a otro eje, para el cual neutro y situado a una distancia d de este último, puede deducirse de la fórmula:

$$I_1 = I + \omega d^2$$

siendo I_1 el momento que se busca y ω el área de la sección

Sección rectangular (fig 5):

$$I = \frac{1}{12} a b^3 \quad \frac{I}{v} = \frac{1}{6} a b^2$$

Si dos rectángulos iguales, de dimensiones a y b , se encuentran separados por una distancia h entre el lado a más

alto y el lado a más bajo, siendo ambos lados paralelos al

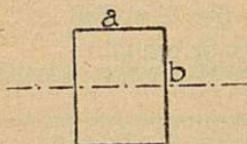


Fig. 5.

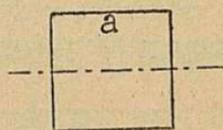


Fig. 6.

eje horizontal que pasa por el punto medio de la altura h , el momento I , respecto del citado eje, es:

$$I = \frac{1}{2} a b h^2; \quad \frac{I}{v} = a b h; \quad v = \frac{1}{2} h$$

Sección cuadrada (fig. 6):

$$I = \frac{1}{12} a^4 \quad \frac{I}{v} = \frac{1}{6} a^3$$

Sección triangular (fig. 7); $v = \frac{2}{3} b$:

$$I = \frac{1}{30} a b^3 \quad \frac{I}{v} = \frac{1}{24} a b^2$$

Sección circular (fig. 8); $v = r$; $d = 2 r$.

$$I = \frac{1}{4} \pi r^4 \quad \frac{I}{v} = \frac{1}{4} \pi r^3 = \frac{\pi d^3}{32}$$

Sección semicircular (fig. 9); $v = 0,58 r$:

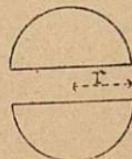
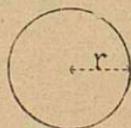
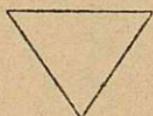
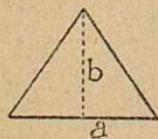


Fig. 7.

Fig. 8.

Fig. 9.

$$I = 0,110 r^4 \quad \frac{I}{v} = 0,191 r^3$$

Sección rectangular hueca (fig. 10); $v = \frac{1}{2} b$:

$$I = \frac{1}{12} (a b^3 - a' b'^3) \quad \frac{I}{v} = \frac{1}{6} \frac{a b^3 - a' b'^3}{b}$$

Sección cuadrada hueca (fig. 11):

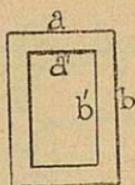


Fig. 10.

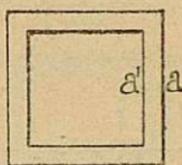


Fig. 11.

$$I = \frac{1}{12} (a^4 - a'^4) \quad \frac{I}{v} = \frac{1}{6} \cdot \frac{a^4 - a'^4}{a}$$

Sección circular hueca (fig. 12):

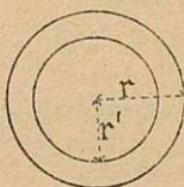


Fig. 12.

$$I = 0,785 (r^4 - r'^4) \quad \frac{I}{v} = 0,785 \frac{r^4 - r'^4}{r}$$

Sección en cruz, doble T y T acostada (figs 13, 14 y 15):

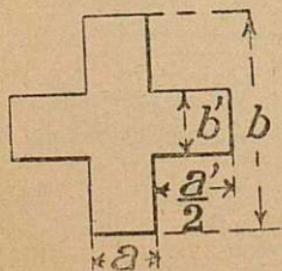


Fig. 13.

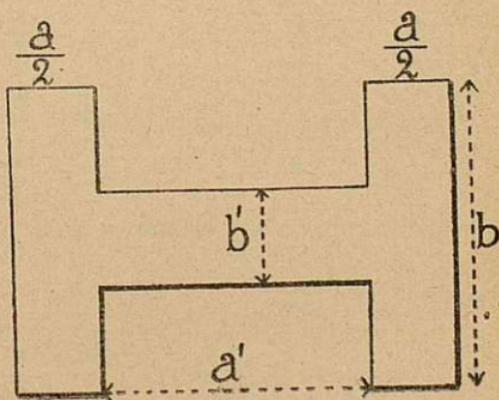


Fig. 14.

$$I = \frac{1}{12} (a b^3 + a' b'^3) \quad \frac{I}{v} = \frac{1}{6} \frac{a b^3 + a' b'^3}{b}$$

Sección en escuadra y en T (figs. 16 y 17):

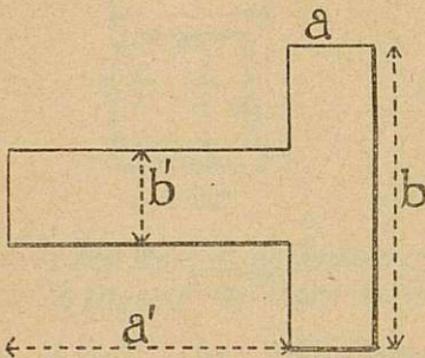


Fig. 15.

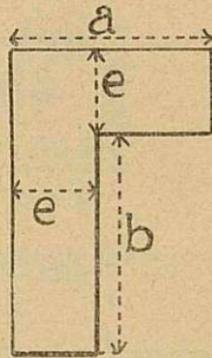


Fig. 16.

$$\frac{I}{v} = 0,278 a b e \sim$$

Sección en doble escuadra y doble T (figs. 18 y 19).

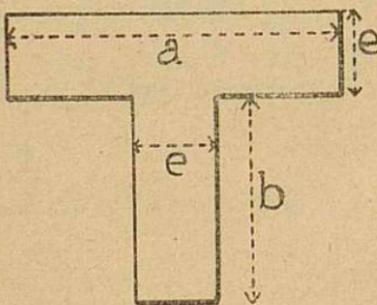


Fig. 17.

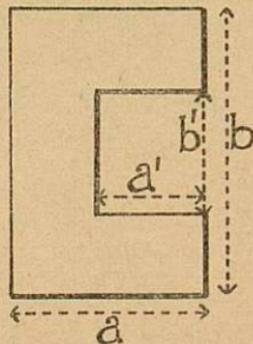


Fig. 18.

$$I = \frac{1}{12} (a b^3 - a' b'^3) \qquad \frac{I}{v} = \frac{1}{6} \frac{a b^3 - a' b'^3}{b}$$

Vigas en T compuestas (fig. 20).

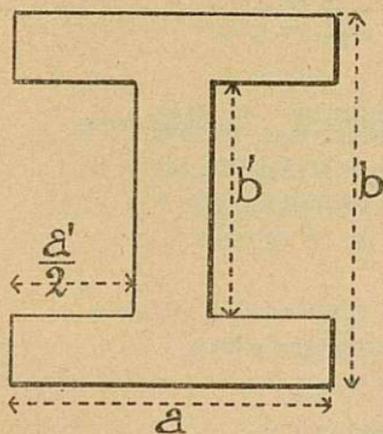


Fig. 19.

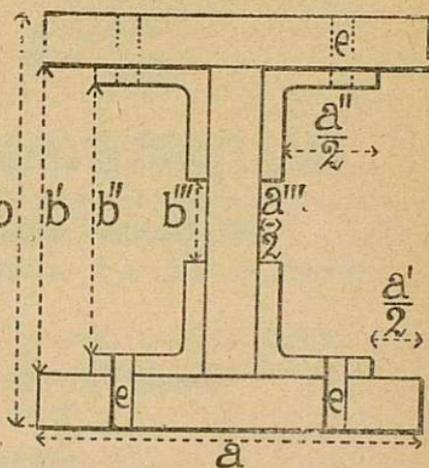


Fig. 20.

$$I = 0,0833 [a b^3 - a' b'^3 - a'' b''^3 - a''' b'''^3 - 2 e (b^3 - b''^3)] \quad \frac{I}{v} = 2 \frac{I}{b}$$

Para los tipos de vigas compuestas que se emplean en los puentes metálicos es más práctico hallar $\frac{I}{v}$ por medio de las fórmulas siguientes:

$$\frac{I}{v} = 0,000039 \pi h,$$

aplicable a las vigas sin tablas, formadas por un alma llena y cuatro escuadras.

$$\frac{I}{v} = 0,000047 \pi h,$$

que se aplica a las vigas que llevan chapas sobre las escuadras (fig. 20).

En ambas fórmulas, h es la altura de la viga en metros y π el peso, en kgs., por m. l. de viga.

En las vigas de gran altura se puede hacer.

$$I = \frac{1}{2} \omega h^3; \quad \frac{I}{v} = \omega h,$$

siendo ω la sección de una de las cabezas, incluyendo la de las dos escuadras de unión, o sólo el área de un par de escuadras, si la viga no lleva tablas. Se representa por h la distancia entre los centros de gravedad de las cabezas.

Resistencia a la flexión.

1.º—CARGAS ESTÁTICAS

7. Fórmula general.—La fórmula que resuelve los problemas de resistencia es:

$$[4]; \quad M_m = R \frac{I}{v}$$

siendo

M_m = momento máximo de flexión (párrafo 8).

R = coeficiente de trabajo en kilogramos (tabla XI).

$\frac{I}{v}$ = módulo resistente de la sección (párrafo 6).

Se supone constante la sección del sólido en toda su longitud = l .

Si fuera variable, se calcula M_m en la sección que se considere y se aplica la fórmula [4].

8. Momentos de flexión.—En las fórmulas que siguen se representa, por M_m el momento máximo de flexión y por Q y Q' las reacciones o presiones en los apoyos o empotramientos.

Los casos de más frecuente aplicación son los siguientes:

1.º Viga apoyada en los extremos, cargada con P kilogramos en un punto cualquiera (fig. 21).

$$M_m = P \frac{a b}{l}$$

en la sección en que se aplica P.

$$Q = P \frac{b}{l} \quad Q' = P \frac{a}{l}$$

Si la carga está aplicada en el punto medio de la viga:

$$M_m = \frac{1}{4} P l \quad Q = Q' = \frac{1}{2} P$$

Si cargan sobre la viga dos pesos iguales a P, equidistantes del centro de la misma, el máximo momento de flexión, que corresponde al punto medio, es:

$$M_m = P d$$

siendo d la distancia de cada peso al apoyo más próximo.

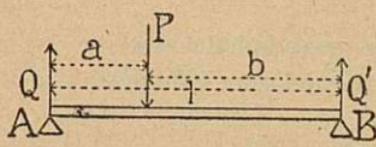


Fig. 21.

Si a la izquierda del centro insisten dos pesos iguales a P, y a la derecha otros dos iguales y simétricos de los de la izquierda, con relación al punto medio de la longitud l de la viga, el valor de M_m en dicho punto es:

$$M_m = P l - P l_1 - P l_2$$

siendo l_1 y l_2 las distancias al centro de la viga desde los puntos de aplicación de cada una de las fuerzas situadas a la izquierda.

2.º Viga apoyada en los extremos, cargada con p kilogramos por metro lineal en toda su longitud (fig. 22)

$$M_m = \frac{1}{8} p l^2$$

en el punto medio.

$$Q = Q' = \frac{1}{2} p l.$$

En un punto cualquiera, a la distancia variable = x del apo, o izquie do, el momento de flexión es:

$$M = \frac{1}{2} p x (l - x).$$

3.º *Viga apoyada en los extremos, cargada con p kilogramos por metro lineal en una longitud cualquiera $l' < l$ (fig. 23).*

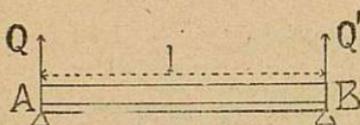


Fig. 22.

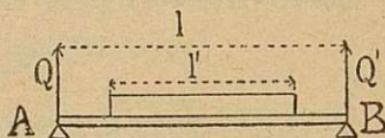


Fig. 23.

El centro de gravedad de la carga repartida está en la vertical del punto medio de la longitud l de la viga:

$$M_m = \frac{p l' (2 l - l')}{8} ; \text{ n el punto medio}$$

$$Q' = Q = \frac{1}{2} p l'.$$

4.º *Viga apoyada en los extremos, cargada con pesos P, P', P'', P''' y P^{IV} en varios puntos de su longitud (figuras 24 y 25).*

Polígono de fuerzas.—Sobre la vertical 05 (fig. 25), llévense de 0 a 1, de 1 a 2, de 2 a 3, . . . de 4 a 5 las fuerzas $P, P', P'', \dots P^{IV}$, medidas en la escala de fuerzas (p kilogramos por centímetro). A la distancia arbitraria H (escala de longitudes) de 05 se elige el polo O' y se trazan los radios $O'0, O'1, O'2 \dots O'5$.

Polígono de los momentos.—(Fig. 24). Por A , trácese $A c \parallel O'0'$, por c la $c d \parallel O'1$, por d la $d e \parallel O'2 \dots$, por g la $g b \parallel O'5$. Un se A con b . Los productos de cada ordenada $m n$ de este polígono (medida en la escala de fuerzas), por H (es-

cala de longitudes), representan los momentos de flexión en cada sección m' de la viga. Si $H = 1$ las ordenadas son los valores de los momentos. La resultante de todas las fuerzas

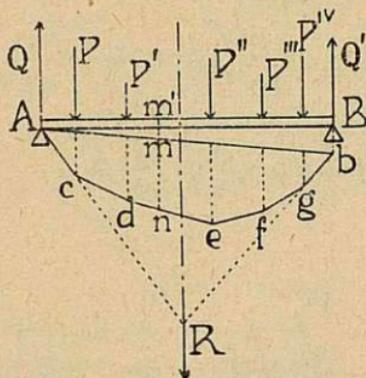


Fig. 24.

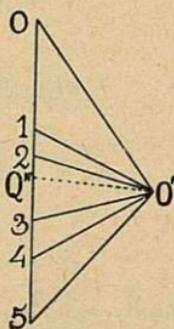


Fig. 25.

es paralela a ellas y pasa por la intersección de $A c$ y $g b$ prolongadas (1).

Reacciones o presiones en los apoyos.—Trácese por O' (figura 25) la $O' Q'' \parallel A b$ (fig. 24) y se tendrá:

$$Q = O Q'' \qquad Q' = Q'' 5.$$

5.º Viga apoyada en sus extremos, con una carga P en su punto medio y carga uniforme de p kilogramos por metro lineal en toda su longitud (fig. 26).

$$M_m = \frac{1}{4} P l + \frac{1}{8} p l^2; \text{ en el punto medio.}$$

6.º Viga empotrada en A , cargada con p kilogramos por metro lineal en toda su longitud (fig. 27).

$$M_m = \frac{1}{2} p l^2; \text{ en el punto } A.$$

(1) De una manera más general, si se toman las escalas de p kg. por cm. y la de n metros por cm., las ordenadas del polígono funicular habrán de apreciarse en la escala de p, n, H kilogramómetros por centímetro.

En un punto cualquiera, situado a la distancia x del punto A:

$$M = \frac{1}{2} p (l - x)^2.$$

$$\text{Reacciones..} \left\{ \begin{array}{l} Q = \frac{p l^2}{2 b}; \text{ en } A'. \\ Q' = p l + \frac{p l^2}{2 b}; \text{ en } A. \end{array} \right.$$

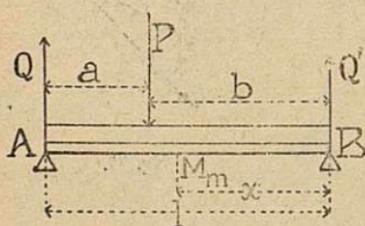


Fig. 26.

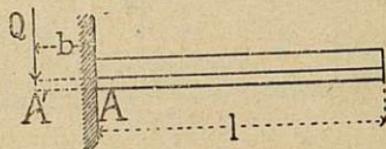


Fig. 27.

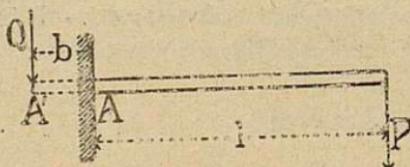


Fig. 28.

7.º *Viga empotrada en A y cargada en el extremo libre con P kilogramos (fig. 28).*

$$M_m = P l$$

en la sección A.

$$\text{Reacciones..} \left\{ \begin{array}{l} Q = \frac{P l}{b}; \text{ en } A'. \\ Q' = P + \frac{P l}{b}; \text{ en } A. \end{array} \right.$$

Si la viga está cargada con p kg. por $m. l.$ en toda su longitud, y además con un peso aislado P en el extremo libre:

$$M_m = P l + \frac{1}{2} p l^2.$$

8.º Viga empotrada en A, apoyada en B y cargada con P kg. en el punto medio C (fig. 29).

$$M_m = \frac{3}{16} P l$$

en A.

$$Q = \frac{11}{16} P \quad Q' = \frac{5}{16} P \quad M = \frac{5}{32} P l \text{ en C.}$$

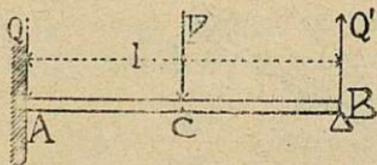


Fig. 29.

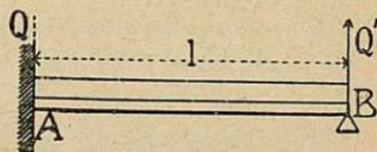


Fig. 30.

9.º Viga empotrada en A, apoyada en B y cargada con p kgs. por metro lineal en toda su longitud (fig. 30).

$$M_m = \frac{1}{8} p l^2$$

en A.

$$Q = \frac{5}{8} p l \quad Q' = \frac{3}{8} p l.$$

10.º Viga empotrada en los dos extremos, cargada con p kgs. por metro lineal (fig. 31).

$$M_m = \frac{1}{12} p l^2$$

en A y en B.

$$Q = Q' = \frac{1}{2} p l.$$

11.º Viga empotrada en A y en B, cargada con P kilogramos en el punto medio (fig. 32).

$$M_m = \frac{1}{8} P l$$

en A y en B.

$$Q = Q' = \frac{1}{2} P.$$



Fig. 31.

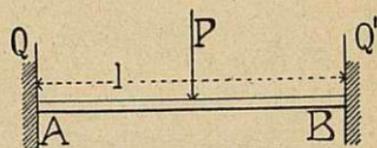


Fig. 32.

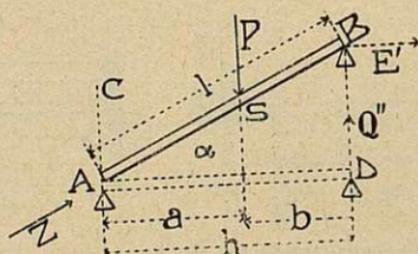


Fig. 33.

12.º *Viga inclinada α° con la horizontal y cargada con P kgs. en un punto cualquiera (fig. 33).*

$$M_m = P \frac{a \cdot b}{h}$$

en la sección S.

$$Q'' = P \frac{a}{h}$$

en la viga proyección.

Llamando f a la magnitud B D tendremos:

Si el apoyo B es de paramento vertical:

El empuje horizontal E' en B y en A

$$E' = \frac{Q'' h}{f}.$$

Presión vertical C en A: $C = P$.

Compresión máxima que sufre la viga en sentido del eje:

$$Z = Q'' \frac{h^2}{fl} + P \frac{f}{l},$$

Si el apoyo superior es horizontal:

$$E' = 0; C = P \frac{b}{h}; Z = P \frac{f}{l} \left(1 - \frac{a}{h} \right).$$

Si el apoyo coincide con la cara inferior de la viga:

$$E' = \frac{1}{2} Q'' \operatorname{sen} 2\alpha; C = P - \frac{Q''}{1 + \operatorname{tang}^2 \alpha}$$

$$Z = P \frac{f}{l}.$$

13.º Viga inclinada α° con la horizontal, apoyada en A y en B y cargada con p' kilogramos por metro lineal (fig. 34).

$$p = \frac{p'}{\cos \alpha}; M_m = \frac{1}{8} p' l h; Q'' = \frac{1}{2} p' l.$$

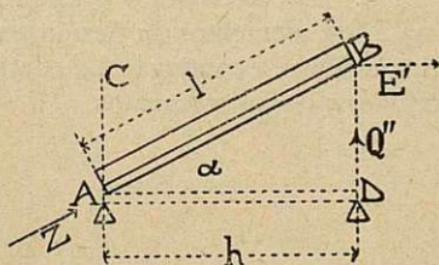


Fig. 34.

Si el apoyo B es de paramento vertical (véase caso anterior, número 12):

$$E' = \frac{p' l h}{2f}; C = p' l; Z = \frac{p' h^2}{2f} + p' f.$$

Si el apoyo B es horizontal:

$$E' = 0; C = \frac{1}{2} p' l; Z = \frac{1}{2} p' f.$$

Si el apoyo coincide con la cara inferior de la viga:

$$E' = \frac{1}{4} p' l \operatorname{sen} 2\alpha; C = p' l - \frac{p' l}{2(1 + \operatorname{tang}^2 \alpha)}$$

$$Z = p' f.$$

○BSERVACIÓN.—Si las vigas son de madera, no se toma en cuenta la compresión Z y los problemas se resuelven por la fórmula [1] párrafo 7.

14.º Viga apoyada en varios puntos y cargada con p kilogramos por metro lineal en toda su longitud. Los tramos

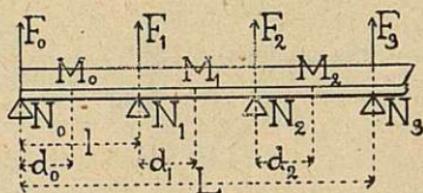


Fig. 35.-A.

son todos iguales, de longitud l , y la viga tiene una longitud total L (fig. 35-A).

Sean: F_0, F_1, F_2, \dots las reacciones o presiones en los apoyos; m_0, m_1, m_2, \dots los momentos de flexión en los apoyos. La tabla XVIII, que figura a continuación, contiene los valores de las reacciones y de los momentos.

TABLA XVIII

Cargas y momentos de flexión en los apoyos de una viga continua, apoyada en varios puntos y cargada uniformemente con p kg. por m. l. en toda su longitud L.

CANTIDADES	NÚMERO DE PUNTOS DE APOYO							
	3	4	5	6	7	8		
Reacciones o								
cargas en los								
apoyos								
	F_0	$0,130 p L$	$0,098 p L$	$0,079 p L$	$0,065 p L$	$0,056 p L$		
	F_1	$0,366 \gg$	$0,286 \gg$	$0,226 \gg$	$0,188 \gg$	$0,162 \gg$		
	F_2	$0,366 \gg$	$0,232 \gg$	$0,195 \gg$	$0,170 \gg$	$0,144 \gg$		
	F_3	$0,130 \gg$	$0,286 \gg$	$0,226 \gg$	$0,160 \gg$	$0,144 \gg$		
	F_4	$0,138 \gg$		
	F_5	$0,188 \gg$		
	F_6	$0,065 \gg$		
	F_7	$0,050 \gg$		
Momentos de								
flexión en los								
apoyos								
	m_0	$0,000 p L^2$						
	m_1	$0,031 \gg$	$0,011 \gg$	$0,007 \gg$	$0,004 \gg$	$0,003 \gg$		
	m_2	$0,000 \gg$	$0,011 \gg$	$0,004 \gg$	$0,003 \gg$	$0,002 \gg$		
	m_3	$0,000 \gg$	$0,007 \gg$	$0,003 \gg$	$0,002 \gg$		
	m_4	$0,000 \gg$	$0,004 \gg$	$0,002 \gg$		
	m_5	$0,000 \gg$	$0,003 \gg$		
	m_6	$0,000 \gg$		
	m_7	$0,000 \gg$		

2.º—CARGAS MÓVILES

9. Momentos de flexión.—a) Carruajes de cuatro ruedas con tracción animal.—Cuando en cada tramo del puente sólo puede haber un carruaje, *el momento máximo de flexión que produce esta carga móvil, bien sea sobre una de las vigas principales, bien sea sobre cada grupo de vigas principales concentradas debajo de las ruedas a cada lado del puente*, se determina como sigue. Sean:

T = peso de la rueda más cargada (la mitad del peso sobre el eje trasero).

D = peso de la rueda delantera (la mitad del peso sobre el eje delantero).

P = D + T = mitad del peso total del carruaje sólo.

l = luz del tramo o longitud de viga o vigueta longitudinal entre apoyos.

e = distancia entre los ejes delantero y trasero.

δ = distancia entre el centro de gravedad del carruaje y el eje más cargado.

El momento máximo de flexión *en una viga o grupo de vigas principales es:*

$$\left. \begin{aligned} [5]; \quad M_m &= \frac{1}{4} T l; \text{ cuando } e > 0,6 l \\ [6]; \quad M_m &= \frac{P}{4 l} (l - \delta)^2; \text{ cuando } e \leq 0,6 l \end{aligned} \right\} (1)$$

En el primer caso, la sección en que el momento es máximo tiene por abscisa, respecto a uno de los extremos de la viga:

$$x = \frac{1}{2} l.$$

(1) Los dos valores condicionales que se indican para la distancia *e* entre ejes, suponen que D está comprendido entre $\frac{1}{3} P$ y $\frac{1}{2} P$. De una manera general, se adoptará la fórmula [5] siempre que *e* exceda del valor:

$$\frac{P l}{D} \left(1 - \sqrt{\frac{T}{P}} \right),$$

para el cual son iguales los resultados que se obtienen con las dos fórmulas [5] y [6].

En el segundo caso:

$$x = \frac{l}{2} - \frac{\delta}{2}.$$

El peso uniforme, por m. l. de viga, equivalente a esta carga móvil es:

$$\text{En el primer caso: } p_1 = \frac{8 M_m}{l^2}; \quad [7].$$

$$\text{En el segundo: } p_1 = \frac{8 M_m}{l^2 - \delta^2}; \quad [8].$$

Además de este peso se tendrá en cuenta otro, uniformemente repartido, por caballerías, sirvientes y conductores, que *por m. l. de viga*, será:

$$p_2 = 140 \text{ kg. (caballerías en reata).}$$

$$p_2 = 250 \text{ kg. (caballerías en dos filas).}$$

A estos pesos habrá de añadirse aún p_3 , que es el peso propio del tablero *por m. l. de viga* (párrafo 23).

La fórmula para el cálculo de la viga será, pues:

$$[9]; \quad \frac{R I}{v} = M_m + \frac{l^2}{8} (p_2 + p_3); \quad (\text{V. párrafos 21 a 23}).$$

b) Carruajes automóviles sobre ruedas (camiones tractores, apisonadoras, etc.). En las mismas hipótesis del caso anterior, el cálculo es idéntico.

Para p_2 se tomará: $p_2 = 200 \text{ kg. por m. l. de viga.}$

Si la anchura de la llanta de la rueda más cargada es mayor de 10 cm. se podrá suponer que la carga de la rueda se reparte uniformemente en una longitud transversal igual a la anchura de la llanta. Esto se hará cuando la carga pueda repartirse entre dos o más viguetas contiguas. En las fórmulas

[5] y [6] habrá de substituirse entonces P por $\frac{1}{2}$ P (dos

vigas), o por $\frac{1}{n}$ P (n vigas principales).

c) Carruajes automóviles con carril-oruga (tractores y carros de asalto). Las mismas notaciones que en el caso a), y además:

l' = longitud de apoyo horizontal ocupada por el carril oruga, en la cual se reparte la carga P uniformemente.

Con un solo carruaje en el tramo, el momento máximo de flexión, en el punto medio de la viga, es:

$$[10]; \quad M_m = \frac{P}{4} \left(l - \frac{l'}{2} \right).$$

Este valor de M_m se substituirá en la fórmula [9].

La carga p_1 kilogramos por m. l. uniformemente repartida en todo el tramo, equivalente a la carga total P , en cuanto se refiere a los momentos de flexión, es:

$$[10']; \quad p_1 = \frac{2P}{l} \left(1 - \frac{l'}{2l} \right).$$

d) Tren formado por carruajes automóviles sobre ruedas.—La fórmula [6] es aplicable a todas y cada una de las cargas que puedan formar el tren de ruedas que circula sobre la viga, es decir, que *cada carga, en combinación con todas las demás, produce un máximo momento de flexión cuando el punto medio de la viga divide en dos partes iguales a la distancia entre el punto en que se aplica dicha carga y el punto de aplicación de la resultante del sistema.*

Determinados, pues, todos los máximos momentos de flexión correspondientes a todas y cada una de las cargas, el mayor de todos ellos, o sea el *máximum maximorum*, servirá de base para el cálculo de la viga. Para deducir p_1 se aplicará después la fórmula [8].

Pero en obsequio a la brevedad, suele emplearse muchas veces el procedimiento que sigue.

La carga estática de p_1 kilogramos por metro lineal de viga equivalente a un tren, de cualquier número de pesos móviles, se determina por la fórmula:

$$[11]; \quad p_1 = \frac{M_m}{l^2}$$

en la cual l es la longitud de la viga entre apoyos, y M_m el momento máximo de flexión que en la viga producen las ruedas del tren, suponiendo todo el tramo ocupado y distribuidas las cargas en la posición más desfavorable: esto es, las ruedas más pesadas en el centro y las ruedas restantes igualmente repartidas a un lado y otro del centro de la viga,

respecto de cuyo punto quedan simétricamente colocadas las cargas iguales.

El valor de M_m se determina como queda indicado (párrafo 8, caso 4.º).

Determinado el valor de M_m se aplicará la fórmula [9].

10. Tablas.—Las tablas XIX a XXII siguientes, contienen los valores de $p = p_1 + p_2$ para diferentes trenes flexores y longitudes de tramos, estando calculadas en la hipótesis de estar el tablero sostenido por dos cuchillos, sobre cada uno de los cuales se supone que cargan siempre los caballos y ruedas de un costado del tiro y del carruaje; los pesos tipos máximos son 1.800 kg. para los carruajes de campaña, 4.400 para los de artillería antigua, pesada (sección ligera) y 6.600 para los de la sección pesada de artillería antigua.

Estas tablas dan también la carga por m. l. de vigueta, siempre que no se admita el cruce de dos carruajes sobre el tablero.

Para su empleo basta aplicar la fórmula:

$$[12]; \quad \frac{RI}{v} = \frac{l^2}{8} (p_1 + p_2 + p_3); \quad (\text{V. párrafos 9 y 23}).$$

Las tablas XXIII y XXIV dan los momentos máximos de flexión que en una sola viga, o en cada grupo de vigas principales dispuesto a cada lado del tablero, producen otros carruajes. Para su aplicación basta emplear la fórmula [9].

De estas tablas se deduce inmediatamente p_1 aplicando las fórmulas [7], [8] o [10].

Los cuadros D, E, F, G, H, M y N contienen los pesos p_1 uniformemente repartidos en cada una de las dos vigas principales o cuchillos del puente, que equivalen a los diferentes trenes de cargas móviles que se indican, en lo que se refiere al cálculo de los momentos de flexión.

Contienen también los valores de los esfuerzos cortantes que corresponden a diferentes longitudes cargadas a partir de uno de los apoyos extremos.

Las sobrecargas uniformes que figuran en los cuadros M y N, son las declaradas reglamentarias para el cálculo de tramos metálicos en los puentes de carretera (1).

(1) Los datos que figuran en los cuadros D a M, arriba citados, han sido tomados de la Memoria *Estudio de una nueva instrucción para el cálculo de tramos metálicos*, por el Ingeniero de Caminos, D. Domingo Mendizábal.

TABLA XIX

Carga estática de $p_1 + p_2$ kilogramos por metro lineal de viga, equivalente a un tren de carruajes de artillería ligera de campaña.

Longitud del tramo — <i>l metros</i>	Valores de p por metro lineal — <i>Kilogramos</i>	Longitud del tramo — <i>l metros</i>	Valores de p por metro lineal — <i>Kilogramos</i>	Longitud del tramo — <i>l metros</i>	Valores de p por metro lineal — <i>Kilogramos</i>
1	1.100	6	233	15	191
2	550	7	229	20	198
3	367	8	220	25	196
4	275	9	207	30	194
5	233	10	207	»	»

Si la anchura del puente permite la marcha de dos filas de carruajes, las cargas por metro lineal de viga son dobles de las que la tabla indicada (párrafo 10).

TABLA XX

Carga estática de $p_1 + p_2$ kilogramos por metro lineal de viga, equivalente a un tren de carros catalanes de 3.000 kilogramos de peso.

Longitud del tramo — <i>l metros</i>	Valores de p por metro lineal — <i>Kilogramos</i>	Longitud del tramo — <i>l metros</i>	Valores de p por metro lineal — <i>Kilogramos</i>	Longitud del tramo — <i>l metros</i>	Valores de p por metro lineal — <i>Kilogramos</i>
1	3.000	9	414	17	253
2	1.500	10	380	18	254
3	1.000	11	318	19	259
4	781	12	302	20	264
5	640	13	287	25	260
6	514	14	270	30	350
7	460	15	260	»	»
8	414	16	250	»	»

Las cargas son dobles de las de la tabla, si el ancho del puente permite el cruce de carros (párrafo 10).

TABLA XXI

Carga estática de $p_1 + p_2$ kilogramos por metro lineal de viga, equivalente a un tren de carruajes de artillería antigua, pesada (sección ligera).

Longitud del tramo — <i>l metros</i>	Valores de p por metro lineal — <i>Kilogramos</i>	Longitud del tramo — <i>l metros</i>	Valores de p por metro lineal — <i>Kilogramos</i>	Longitud del tramo — <i>l metros</i>	Valores de p por metro lineal — <i>Kilogramos</i>
1	3.800	6	640	15	340
2	1.900	7	536	20	300
3	1.267	8	488	25	304
4	950	9	446	30	310
5	760	10	414	»	»

Las cargas son dobles, si por el puente pueden cruzarse dos carros (párrafo 10).

TABLA XXII

Carga estática de $p_1 + p_2$ kilogramos por metro lineal de viga, equivalente a un tren de carruajes de artillería antigua, pesada (sección pesada).

Longitud del tramo — <i>l metros</i>	Valores de p por metro lineal — <i>Kilogramos</i>	Longitud del tramo — <i>l metros</i>	Valores de p por metro lineal — <i>Kilogramos</i>	Longitud del tramo — <i>l metros</i>	Valores de p por metro lineal — <i>Kilogramos</i>
1	6.000	6	1.100	15	560
2	3.000	7	933	20	502
3	1.991	8	860	25	487
4	1.515	9	794	30	489
5	1.322	10	703	»	»

Las cargas son dobles de las de la tabla, si por el puente pueden cruzarse carruajes (párrafo 10).

TABLA XXIII

Momentos máximos de flexión para una sola viga o grupo de vigas principales, expresados en kg. m., producidos por los carruajes de artillería.

CARRUAJES (V. tabla II)	Luz de la viga en m.					
	3	4	5	6	7	8
ARTILLERIA DE POSICION						
Cañón Schneider de 15,5 cm.	1568	2090	3344	4353	5371	6399
Cañón Krupp de 15 cm. en carro de transporte.	954	1270	1590	1864	2312	2764
ARTILLERIA PESADA DE CAMPAÑA						
Obús Schneider de 15,5 cm.	939	1250	1565	1878	2144	2596
Cañón Schneider L. de 10,5 cm.	675	00	1088	1400	1728	2058
Obús Vickers de 10,5 cm.	552	733	920	1058	1360	1645
ARTILLERIA LIGERA DE CAMPAÑA						
Carro de municiones.	396	528	713	926	1141	1356
MATERIAL EXTRANJERO						
Mortero Schneider de 22 cm. (cureña).	1500	2000	2500	3000	3531	4230
Cañón Schneider de 14 cm. (cureña). Su peso es 7,8 Tm.	1875	2500	3125	3750	4470	5300
Cañón Saint-Chamond de 24 cm. (pieza). Su peso es 20,56 Tm.	4838	6450	8063	9675	11550	13800
Cañón de 24 cm. Tr. sobre truck para carretera. Su peso 32,6 Tm.	6113	8150	10188	12225	14263	16300
Cañón inglés de 15 cm. con cureña y avanzón de contraapoyo. Su peso aproximado 16,6 Tm.	5334	7113	8890	10670	12448	14226

NOTA. En la mayor parte de los carruajes se ha supuesto que sobre el eje posterior cargan los $\frac{2}{3}$ del peso total.

TABLA XXIV

Momentos máximos de flexión en una sola viga o grupo de vigas principales, expresados en kg. m., producidos por diferentes carruajes automóviles.

CARRUAJES (V. tablas VIII y IX)	Luz de la viga en m.					
	3	4	5	6	7	8
CAMIONES						
Lorry (inglés) de 11,3 Tm.....	3048	4064	5080	6096	7147	8150
Pierce Arrow de 10 Tm.....	2625	3500	4375	5250	6125	7250
De Dion Bouton (aerostación)...	2588	3450	4313	5175	6038	6898
Hispano Suiza de 7,7 Tm.....	1925	2567	3209	3850	4492	5210
TRACTORES SOBRE RUEDAS						
De vapor (inglés) de 16257 kg ...	4192	5589	6986	8670	10625	12624
Idem íd. de 14225 íd.....	3811	5081	6350	7800	9547	11336
De gasolina (inglés) de 13209 kg.	3811	5081	6350	7620	8964	10589
Renault E. R. de 9 Tm.....	2033	2710	3338	4065	4950	6100
Latil T. A. R.; 50 H P. de 7,8 Tm.	1628	2170	2633	3543	4471	5424
Panhar, 30 H P. de 6,9 Tm.....	1613	2150	2570	3393	4226	5067
AUTOMOVILES BLINDADOS						
Fábrica de Trubia (4,6 Tm.).....	983	1310	1638	1965	2293	2731
APISONADORAS						
De 20 Tm. (vapor).....	4500	6000	7500	9000	10607	13060
De 18 Tm. (íd.).....	4500	6000	7500	9000	11196	13390
De 15 Tm. (íd.).....	2813	3750	4594	6328	8103	9902
De 9 Tm. (gasolina)	2250	3000	4000	5125	6250	7375
TRACTORES CON CARRILES-ORUGAS						
Renault F P. de 5,5 Tm.	4781	7969	11156	14344	12531	20719
Schneider de 12,6 Tm.....	2756	4331	5906	7481	9056	10631
Inglés de 14,2 Tm.....	2667	4445	6223	8000	9780	11557
CARROS DE ASALTO						
De la fábrica de Trubia,	1917	2942	3967	4992	6017	7042
Renault para Infantería.....	1576	2389	3201	4014	4827	5635
Schneider para Artillería.....	2625	4375	6125	7875	9625	11375

CUADRO D

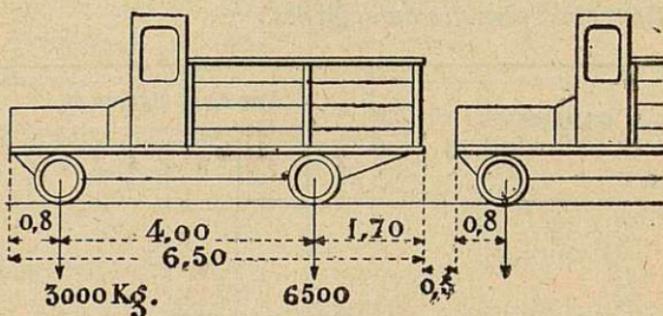


Fig. 35-B.

Un solo tren ilimitado de camiones automóviles (figura 35-B).

Sobrecargas uniformes para el cálculo de los momentos de flexión y de los esfuerzos cortantes, correspondientes a cada una de las dos vigas principales.

Luz en metros	Momentos de flexión	Esfuerzos cortantes	Longitudes cargadas en metros
	Carga uniforme por m. l. de viga, en kg.	Carga uniforme por m. l. de viga, en kg.	
10	600	761	10
11,5	556	731	11,5
13	533	694	13
14,5	522	677	14,5
16	519	656	16
18	520	638	18
20	519	615	20
22	511	607	22
25	506	595	25
28	499	579	28
32	501	571	32
36	498	561	36
40	495	553	40
45	497	547	45

CUADRO E

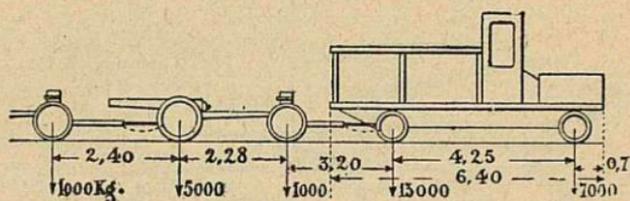


Fig. 35-C.

Tren de cuatro cañones con avantrén, arrastrados por un tractor (fig. 35-C).

Sobrecargas uniformes para el cálculo de los momentos de flexión y de los esfuerzos cortantes, correspondientes a cada una de las dos vigas principales.

Luz en metros	Momentos de flexión	Esfuerzos cortantes	Longitudes cargadas en metros
	Carga uniforme por m. l. de viga, en kg.	Carga uniforme por m. l. de viga, en kg.	
10	1055	1073	10
11,5	1008	1018	11,5
13	959	963	13
14,5	912	926	14,5
16	873	891	16
18	826	845	18
20	790	816	20
22	762	783	22
25	725	751	25
28	691	721	28
32	608	688	32
36	637	661	36
40	617	638	40
45	597	615	45

CUADRO F

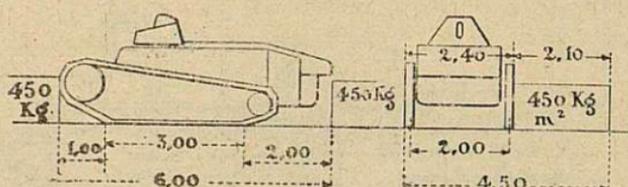


Fig. 35-D.

Un carro de asalto de 14 toneladas y sobrecarga uniforme indefinida, delante y detrás, de 450 kg. por m² de tablero (fig. 35-D).

ε Sobrecargas uniformes para el cálculo de los momentos de flexión y de los esfuerzos cortantes, correspondientes a cada una de las dos vigas principales.

Luz en metros	Momentos de flexión	Esfuerzos cortantes	Longitudes cargadas en metros
	Carga uniforme por m. l. de viga, en kg.	Carga uniforme por m. l. de viga, en kg.	
10	1174	1100	10
11,5	961	1030	11,5
13	909	978	13
14,5	867	934	14,5
16	834	898	16
18	798	857	18
20	769	825	20
22	745	798	22
25	715	767	25
28	695	738	28
32	671	711	32
36	653	689	36
40	639	671	40
45	623	654	45

CUADRO G

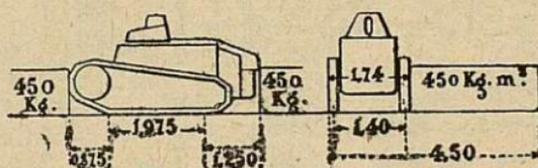


Fig. 35-E.

Un carro de asfalto de 6,7 toneladas y sobrecarga uniforme, delante y detrás, de 450 kg. por m² de tablero (figura 35-E).

Sobrecargas uniformes para el cálculo de los momentos de flexión y de los esfuerzos cortantes, correspondientes a cada una de las dos vigas principales.

Luz en metros	Momentos de flexión	Esfuerzos cortantes	Longitudes cargadas en metros
	Carga uniforme por m. l. de viga, en kg.	Carga uniforme por m. l. de viga, en kg.	
10	783	823	10
11,5	743	784	11,5
13	716	755	13
14,5	694	730	14,5
16	676	710	16
18	657	689	18
20	642	671	20
22	630	657	22
25	615	640	25
28	604	626	28
32	592	611	32
36	582	600	36
40	575	591	40
45	567	582	45

CUADRO H

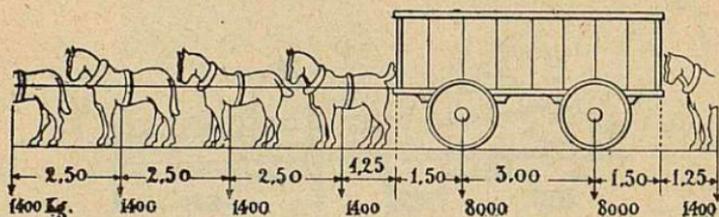


Fig. 35-F.

Cruce de dos trenes ilimitados de carros de 16 toneladas, arrastrados por 8 caballos en 4 parejas (figura 35-F).

Sobrecargas uniformes para el cálculo de los momentos de flexión y de los esfuerzos cortantes, correspondientes a cada una de las dos vigas principales.

Luz en metros	Momentos de flexión	Esfuerzos cortantes	Longitudes cargadas en metros
	Carga uniforme por m. l. de viga, en kg.	Carga uniforme por m. l. de viga, en kg.	
10	1223	1443	10
11,5	1139	1313	11,5
13	1059	1207	13
14,5	994	1123	14,5
16	942	1049	16
18	879	1011	18
20	826	987	20
22	783	972	22
25	730	942	25
28	714	908	28
32	715	862	32
35	694	845	35
40	702	835	40
45	707	814	45

CUADRO M

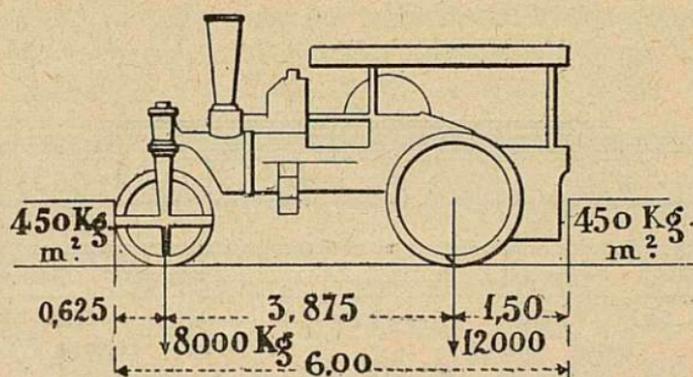


Fig. 35-G.

Tren tipo núm 1.—Una apisonadora de 20 toneladas y carga uniforme, delante y detrás, de 450 kg. por m², en una de las zonas de 2 m. de ancho en que se puede dividir la anchura total del puente (fig. 35-G).

Sobrecargas uniformes que corresponden a cada una de las dos vigas principales.

Luz en metros	Momentos de flexión	Esfuerzos cortantes	Longitudes cargadas en metros
	Cargas por m. l. de viga por cada zona cargada de 2 m. de ancho, en kgs.	Cargas por m. l. de viga por cada zona cargada de 2 m. de ancho, en kgs.	
5	2000	2700	5
10	1400	1700	10
15	1200	1300	15
20	1000	1200	20
25	900	1000	25
30	850	950	30

Las sobrecargas de este cuadro se aplicarán a las luces inferiores o iguales a 30 m. como máximo. Para luces mayores se aplicarán las sobrecargas que corresponden al tren tipo núm. 2 (Cuadro N).

En cada zona de 2 m. de ancho (siempre que el número de zonas no exceda de cuatro) se supondrá aplicado un tren tipo núm. 1. Si queda alguna zona de menor anchura se supondrá aplicada en ella una sobrecarga de 450 kg. por m².

CUADRO N

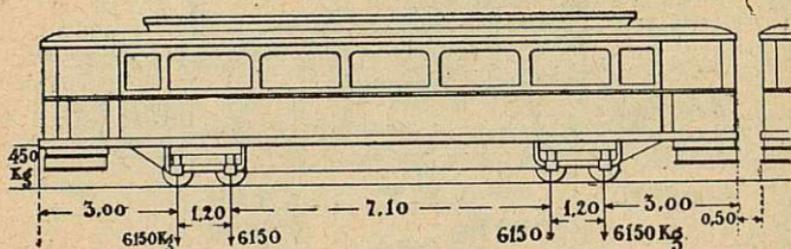


Fig. 35-H.

Tren tipo núm. 2.—Tres tranvías y carga uniforme, delante y detrás, de 450 kg. por m², en una de las zonas de 2 m. de ancho en que se puede dividir la anchura total del puente (fig. 35-H).

Sobrecargas uniformes que corresponden a cada una de las dos vigas principales.

Luz en metros	Momentos de flexión	Esfuerzos cortantes	Longitudes cargadas en metros
	Cargas por m. l. de viga por cada zona cargada de 2 m. de ancho, en kilogramos	Cargas por m. l. de viga por cada zona cargada de 2 m. de ancho, en kilogramos	
35	800	925	35
40	788	900	40
45	783	888	45
50	780	875	50
55	778	850	55
60	775	838	60
65	763	825	65
70	750	800	70

En cada zona de 2 m. de ancho se supondrá aplicado un tren tipo núm. 2 (número de zonas igual o menor que cuatro), y en las de menor anchura, la sobrecarga de 450 kg. por m². (Véase la nota del cuadro M. anterior.)

TABLA XXV

Carga de p_2 kilogramos por metro lineal de viga o vigueta, suponiendo el puente cargado a 400 kilogramos por metro cuadrado, u otro número de kg. por m. l. de puente.

Anchura del puente entre caras exteriores de viguetas extremas = Metros	CARGA p_2 POR METRO LINEAL DE VIGUETA PARA UN NÚMERO DE ELLAS POR TRAMO IGUAL A								
	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2	400	500	293	229	181	151	115	100	89
2,10	420	525	308	240	190	159	120	105	94
2,20	440	550	321	252	199	166	126	110	98
2,30	460	575	337	262	208	174	132	115	103
2,40	480	600	352	275	217	181	137	120	107
2,50	500	625	366	286	226	189	143	125	112
2,60	520	650	381	297	235	197	149	130	116
2,70	540	675	396	309	244	204	154	135	120
2,80	560	700	410	320	253	212	160	140	125
2,90	580	725	425	332	262	219	166	145	129
3	600	750	439	343	271	227	171	150	133
3,20	640	800	468	366	289	242	183	160	142
3,50	700	875	514	400	316	265	200	175	156
4	800	1.000	586	458	362	302	230	200	178
4,50	900	1.125	659	515	407	340	257	225	200
5	1.000	1.250	732	572	452	378	286	250	223

Observación importante.—La primera línea horizontal de esta tabla da también las cargas por metro lineal de vigueta, suponiendo el puente (*sea cualquiera su anchura*) cargado a 800 kilogramos por metro lineal, carga que corresponde al paso de la infantería en columna de a cuatro.

Conviene observar que esta misma tabla de las cargas por m. l. de vigueta en todos los casos, pues si el puente está cargado con:

400, 420, 440, ... 600, 700, ... 1000 kg. por m. l. (siendo estos números los de la segunda columna), las cargas sobre cada vigueta son la mitad de los números de la línea horizontal correspondiente; si las cargas por m. l. de tablero son:

$$\frac{400}{2} = 200 \dots \frac{600}{2} = 300 \dots \frac{1000}{2} = 500$$

o bien

$$\frac{400}{4} = 100 \dots \frac{800}{4} = 200 \dots \frac{1000}{4} = 250$$

las cargas por m. l. de vigueta serán, respectivamente, la cuarta o la octava parte de los números de la misma línea horizontal que empieza por cada dividendo.

Ejemplos: carga por m. l. de puente = 700 kg. Empleando 5 viguetas por tramo, la carga por m. l. sobre cada una de ellas será $= \frac{400}{2} = 200$ kg.

$$\text{Carga por m. l. de puente } \frac{400}{2} = 200 \text{ kg.}$$

$$\text{Carga por m. l. de vigueta empleando 6 por tramo} \\ = \frac{181}{4} = 46 \text{ kg.}$$

$$\text{Carga por m. l. de puente } = \frac{400}{4} = 100 \text{ kg.}$$

$$\text{Carga por m. l. de vigueta empleando 3 por tramo} \\ = \frac{500}{8} = 63 \text{ kg.}$$

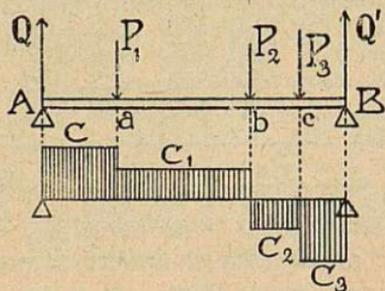


Fig. 36.

Las cargas que da esta tabla corresponden a la vigueta más cargada de cada tramo (párrafo 8 caso 14), pero todas las de un mismo tramo se calcularán con arreglo a esta sobrecarga.

Esfuerzo cortante.

11. Esfuerzos cortantes en las vigas apoyadas en dos puntos, sometidas a cargas estáticas.—1.^{er} caso.—Viga apoyada en dos puntos y cargada con pesos P₁, P₂ y P₃ (fig. 36).

El esfuerzo cortante en las secciones comprendidas de A a a , tiene por valor $C = Q$; de a hasta b , $C_1 = Q - P_1$ desde b a c , $C_2 = Q - P_1 - P_2$, etc., siendo Q y Q' las reacciones en los apoyos (párrafo 8; caso 4.º).

2.º caso.—Carga uniformemente repartida sobre toda la viga, a razón de p kilogramos por metro lineal (fig. 37-A).

En los apoyos, $C = \frac{1}{2} p l$; en el centro, $C = 0$, variando este valor, del centro a los apoyos, según las ordenadas de la recta $A' D'$.

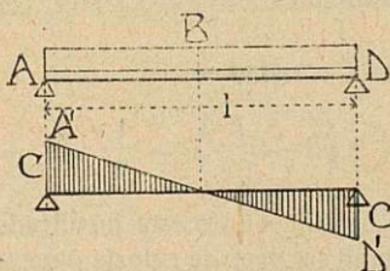


Fig. 37-A.

12. Esfuerzos cortantes en las vigas apoyadas en dos puntos y sometidas a la acción de cargas móviles.—

1.º En cada tramo sólo cabe un carruaje de cuatro ruedas. En este caso, el esfuerzo cortante máximo tiene por valor:

$$[13]; \quad C_m = \frac{P(l - \delta)}{l} + \frac{1}{2} l(p_2 + p_3)$$

para cada viga principal. La fórmula que resolverá los problemas será, pues:

$$R'' \cdot \omega \leq C_m.$$

Las notaciones son las mismas del párrafo 9, siendo además:

R'' = coeficiente de trabajo por esfuerzo cortante.

ω = sección de la pieza.

p_2 = carga uniforme por m . l . de viga que sea necesario aplicar (peatones y caballerías).—(V. párrafos 21 a 23).

El cálculo de C_m , cuando las vigas son enterizas, de madera o hierro, suele ser innecesario. A este esfuerzo

resisten holgadamente las vigas que se han calculado para resistir a la flexión, por el procedimiento expuesto.

2.º *Carruajes automóviles con carril oruga, que reparten la carga, a cada lado, en una longitud l' menor que la luz l de la viga.*—Las mismas notaciones del párrafo 9. El valor absoluto del esfuerzo cortante máximo, en los apoyos de la viga, es:

$$[14]; \quad C_m = P \frac{2l - l'}{2l} = P \left(1 - \frac{l'}{2l} \right)$$

por lo que se refiere al carruaje único que se supone sobre el tramo. A dicho valor habrá de agregarse $\frac{1}{2} l (p_2 - p_3)$, para tener así el máximo esfuerzo cortante total:

$$C_m = P \left(1 - \frac{l'}{2l} \right) + \frac{1}{2} l (p_2 + p_3).$$

3.º *Vigas de celosía.*—Sólo está justificado el cálculo de C_m cuando se emplean vigas de celosía o americanas.

Si en el tramo puede insistir *un tren de cargas*, en obsequio a la brevedad del cálculo puede tomarse, para todas las secciones de la viga, el valor:

$$[15]; \quad C_m = \frac{1}{2} (p_1 + p_2 + p_3) l$$

deduciendo los valores de p_1 y p_2 de las tablas XIX a XXV (V. párrafos 9, 10 y 21 a 23).

Cuando se trate de vigas de gran luz o de obras que requieran un servicio duradero, se determinarán los esfuerzos cortantes positivos o negativos que corresponden a diferentes secciones de la viga, haciendo uso para ello de las fórmulas 15' y 15'' que siguen, en las cuales:

p_4 = carga uniforme equivalente a la móvil, en lo que se refiere a los esfuerzos cortantes, y correspondiente a cada longitud cargada x o x_1 (fig. 37-B).

Su valor se encuentra en los cuadros D a M del párrafo 10.

Circulación de cargas de A a B (fig. 37-B):

$$\pm C_m = p_4 \frac{x^2}{2l} + (p_2 + p_3) \left(x - \frac{l}{2} \right); \quad [15'],$$

en la sección S.

Circulación de cargas de B a A (fig. 37-B):

$$\mp C_m = -p_4 \frac{x_1^2}{2l} + (p_2 + p_3) \left(\frac{l}{2} - x_1 \right); [15''],$$

en la sección S.

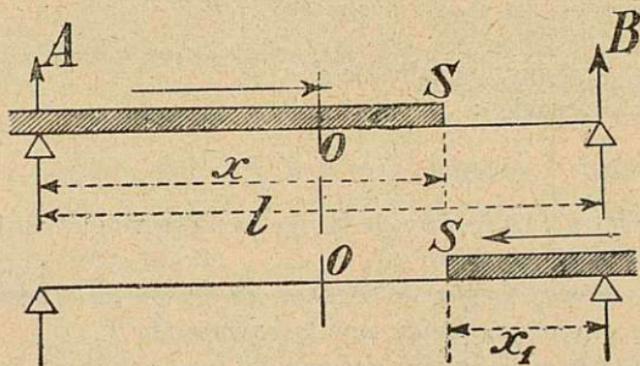


Fig. 37-B.

Resistencia compuesta.

13. Tracción o compresión y flexión simultáneas.—

Sean: ω el área de la sección del sólido, P la compresión o extensión que aquel sufre según su eje, M_m el momento máximo de flexión (párrafo 8), $\frac{I}{v}$ el módulo resistente (párrafo 6) y R y R' los coeficientes de trabajo del material (tabla XI).

1.º caso.—Piezas cortas en que no es de temer la flexión lateral.—Los problemas se resuelven por la fórmula:

$$[16]; \quad \frac{P}{\omega} + \frac{M_m}{\frac{I}{v}} = R' \text{ o } R$$

que aplicada a las vigas rectangulares de madera, de lados a y b, se convierte en:

$$[17]; \quad \frac{P}{ab} + \frac{6 M_m}{a b^2} = R' \text{ o } R$$

siendo b el lado de la sección ω paralelo al plano de las fuerzas de flexión.

El problema de determinar la escuadría conociendo las cargas, la longitud de la pieza y el coeficiente de trabajo, se resuelve del modo siguiente:

Por la ecuación:

$$\frac{6 M_m}{a' b^2} = R'$$

se halla b , fijando el valor de a' .

De la ecuación:

$$P = R' a'' b$$

se deduce a'' . La sección de la viga es un rectángulo de lados $a = a' + a''$ y b .

2.º—Piezas largas de madera, en las que es de temer la flexión lateral producida por la compresión P .

Para piezas de sección rectangular puede aplicarse la fórmula:

$$[18]; \quad R' = \frac{M_m b}{2 l} + \frac{P}{\omega} \left[0,93 + 0,00185 \left(\frac{l}{b} \right)^2 \right]$$

para piezas de dos bases planas o empotradas.

Resistencia de las cuerdas, cables, cadenas y alambres.

14. Cuerdas.—Sean:

d = diámetro en milímetros.

p = peso de ella por metro lineal, en kg., que tiene los valores siguientes:

$p = 0,00071 d^2$ para cuerdas de colchado flojo.

$p = 0,00106 d^2$ para cuerdas de colchado fuerte.

$p = 0,00075 d^2$ para cables blancos.

P = carga útil o tensión que puede resistir en kilogramos.

ω = área de la sección del círculo circunscrito a la cuerda, en milímetros cuadrados.

D = diámetro de la polea a que puede arrollarse, en milímetros, y cuyo valor es $D = 7 d \div 8 d$ como mínimo. Para uso continuo $D = 15 d \div 25 d$.

P' = carga total de fractura de la cuerda. Puede deducirse de la tabla siguiente:

TABLA XXVI

Clasificación por su diámetro	Cargas de fractura de las cuerdas nuevas y secas	
	BLANCAS	EMBREADAS
Cabos de 2 ÷ 4 mm.....	12000 p	10000 p
Cabos de 4 ÷ 10 mm.....	11000 p	8000 p
Cabos de 10 ÷ 50 mm.....	10000 p	7500 p

P = carga de trabajo de la cuerda. Se hace:

$$P = \frac{1}{2} P' \text{ con cuerdas nuevas y cargas accidentales.}$$

$$P = \frac{1}{5} P' \text{ con cuerdas viejas o cargas permanentes.}$$

R = coeficiente ordinario de trabajo en kg. por mm² de la sección del círculo circunscrito. Se hace:

R = 1 kg. con cuerdas nuevas, secas y cargas permanentes.

R = 2 ÷ 3 kg. con cuerdas nuevas, secas y cargas accidentales.

Si las cuerdas están embreadas se tendrá presente que su resistencia es de $\frac{2}{3} \div \frac{3}{4}$ de la que ofrece la cuerda blanca

del mismo diámetro. El coeficiente de reducción $\frac{2}{3}$ se aplicará a las cuerdas que hayan de estar mojadas mucho tiempo.

Las cuerdas mojadas se acortan, aproximadamente, $\frac{1}{30}$ de la longitud que tienen antes de mojarse.

Para el cálculo del diámetro de la cuerda que ha de resistir una carga o tracción de P. kg. se acudirá a la tabla XXVII, que figura a continuación.

TABLA XXVII

Resistencia de las cuerdas de cáñamo. $R = 1$ kg. por mm^2

Díametro d en mm.	Cuerdas blancas P en kg. ω en mm^2	Cuerdas embrea- das P en kg.	Cuerdas muy mojadas P en kg.	Díametro d en mm.	Cuerdas blancas P en kg. ω en mm^2	Cuerdas embrea- das P en kg.	Cuerdas muy mojadas P en kg.
4	13	10	7	32	804	603	402
5	20	15	10	35	962	722	481
10	79	59	39	36	1018	764	509
12	113	85	57	38	1134	851	567
14	154	116	77	40	1257	943	629
15	177	133	89	42	1385	1039	693
16	201	151	100	45	1590	1193	795
18	254	191	127	46	1662	1247	831
20	314	236	157	48	1810	1358	905
22	380	285	190	50	1964	1473	982
25	491	368	245	52	2124	1593	1062
26	531	398	265	55	2376	1782	1188
28	616	462	308	60	2827	2120	1413
30	707	530	353	»	»	»	»

Observaciones.—Si el coeficiente de trabajo de la cuerda es de valor R , diferente 1 kg. por mm^2 , se dividirá la carga P que la cuerda haya de resistir por el nuevo valor de R ; el cociente $\frac{P}{R}$ será el que ha de buscarse en la columna P de la tabla, y al lado se encontrará el diámetro.

Si conocido el diámetro se busca $P = R \omega$, basta buscar ω en la segunda columna de la tabla y multiplicar su valor por el de R , expresado en kg. por mm^2 .

15. Alambres y cables de hierro o acero. — Sean:

P = carga útil o tensión del cable en kilogramos.

n = número de alambres del cable.

d = diámetro del cable en milímetros.

d' = diámetro de uno de los alambres en mm. Varía de 1 ÷ 3 mm.

\bar{R} = coeficiente de fractura en kg. por mm^2 . Se puede hacer:

$\bar{R} = 60 \div 100$ kg. para el hierro y el acero dulce, en alambre.

$\bar{R} = 140$ kg. para el acero duro, y

$\bar{R} = 200 \div 250$ kg. para los alambres delgados de acero duro y superior calidad.

R = coeficiente de trabajo del alambre, en kg. por mm². Se

toma para R, $\frac{1}{5} \div \frac{1}{10}$ de \bar{R} . Tratándose de cables se hará:

R \approx 12 kg. para los cables de hierro. Generalmente R = 9 kg.

R = 12 \div 20 kg. para cables de acero, según su calidad.

D = diámetro de la polea en que se arrolla el cable; como mínimo D = 100 d en milímetros. En cables planos se substituye d por el espesor en mm.

p = peso en kg. por m. l. de cable de hierro o acero = 0,0067.

$$n d^2, \text{ o lo que es igual: } p = 0,0085 \frac{P}{R} = 0,0085 \omega.$$

$$\omega = \text{sección útil del cable} = n \frac{\pi d'^2}{4}, \text{ en mm}^2.$$

16. **Cálculo del cable.**—a) *Cables cortos.*—Se conocen la tensión P y el coeficiente R. La sección útil es:

$$[19]; \quad \omega = \frac{P}{R}, \text{ en mm}^2.$$

Con arreglo a la flexibilidad que ha de tener el cable se fijará d', y el número de alambres que habrán de formarlo será:

$$[20]; \quad n = 1,28 \frac{\omega}{d'^2}.$$

Si se fija el número n como dato, el valor de d' es:

$$[21]; \quad d' = 1,13 \sqrt{\frac{P}{R n}}$$

fórmula que, para el valor R = 10 kg. por mm², se convierte en:

$$[22]; \quad d' = 0,36 \sqrt{\frac{P}{n}}$$

b) *Cables muy largos.*—Habrán de calcularse para resistir una tracción útil:

$$[23]; \quad P' = P - L p = 0,785 R n d'^2 - L p$$

siendo L = longitud del cable en metros.

Para ahorrar todo cálculo, cuando se pueda disponer de cables fabricados por la industria, multiplíquese la tensión útil P del cable por 10 ó por 5 y búsquese el producto en una tabla análoga a la que figura a continuación (tabla XXVIII); al lado, y en la misma línea, se encontrará el diámetro del cable, el número de alambres y el diámetro de cada uno de éstos.

El catálogo de las *Forjas de los Corrales de Buelna (Santander)*, contiene tablas análogas a la que sigue, en las que también figuran las cargas de fractura de los distintos tipos de cables de alambres de acero galvanizado que en la citada fábrica se construyen (V. párrafo 19). La carga de trabajo de los precitados cables se hará igual a $\frac{1}{7}$ o $\frac{1}{10}$ de la carga de fractura.

TABLA XXVIII

Cables metálicos redondos (Fábrica Felten et Guillaume).

Diámetro en mm.	Peso por metro en kg.	CARGA DE FRACTURA			ALAMBRES	
		Hierro a 40 kg. por mm ²	Hierro a 55 kg. por mm ²	Acero a 120 kg. por mm ²	Número <i>n</i>	Diámetro <i>a'</i>
7	0,20	750	1.000	2.250	24	1,0
9	0,30	1.125	1.500	3.375	36	1,0
10	0,35	1.310	1.750	3.950	42	1,0
11	0,40	1.530	2.050	4.600	49	1,0
12	0,45	1.630	2.230	4.900	36	1,2
13	0,50	1.900	2.600	5.700	42	1,2
14	0,55	2.220	3.050	6.660	36	1,4
15	0,70	2.890	4.000	8.670	36	1,6
16	0,85	3.300	4.660	10.120	42	1,6
17	0,90	3.700	5.050	10.980	36	1,8
18	1,05	4.270	5.900	12.810	42	1,8
19	1,10	4.520	6.200	13.570	36	2,0
21	1,30	5.280	7.260	15.830	42	2,0
23	1,60	6.370	8.800	19.100	42	2,2
25	1,95	7.030	9.700	21.100	56	2,0
27	2,60	10.550	14.500	31.660	84	2,0
30	2,85	12.060	16.600	36.190	96	2,0
33	3,45	14.590	20.060	43.770	96	2,2
35	4,40	17.930	24.620	53.780	108	2,3
37	4,50	18.850	25.920	56.540	96	2,5
41	5,55	22.760	31.370	68.290	126	2,4
45	6,20	26.110	35.910	78.330	133	2,5
50	7,80	32.760	45.090	98.200	133	2,8
55	9,60	40.160	55.200	120.500	133	3,1
60	11,50	48.300	66.360	145.000	133	3,4

17. **Cadenas ordinarias.**—Para el cálculo de las mismas sirven las tablas siguientes:

TABLA XXIX

Cadenas abiertas no afianzadas.

Diámetro de la varilla de los eslabones d <hr/> Milímetros	Carga de trabajo P <hr/> Kilogramos	Pes o del metro lineal	
		Cadena de eslabones recogidos p <hr/> Kilogramos	Cadena de eslabones alargados p <hr/> Kilogramos
6	282	0,81	0,68
7	384	1,11	0,93
8	502	1,45	1,21
9	636	1,83	1,54
10	785	2,26	1,90
11	850	2,73	2,30
12	1.130	3,25	2,74
13	1.326	3,82	3,21
14	1.536	4,43	3,72
15	1.766	5,09	4,28
16	2.008	5,79	4,86
17	2.268	6,23	5,49
18	2.543	7,32	6,16
19	2.833	8,16	6,86
20	3.140	9,04	7,60
21	3.456	9,97	8,38
22	3.800	10,94	9,20
23	4.152	11,96	10,05
24	4.520	13,02	10,94
25	4.912	14,13	11,88
26	5.304	15,28	12,84
27	5.724	16,48	13,85
28	6.144	17,72	14,90
29	6.602	19,01	15,98
30	7.065	20,34	17,10

TABLA XXX

Cadenas afianzadas.

Diámetro de la varilla de los eslabones \underline{d} mm.	Carga de trabajo \underline{P} Kilogramos	Peso del metro lineal \underline{p} Kilogramos	Diámetro de la varilla de los eslabones \underline{d} mm.	Carga de trabajo \underline{P} Kilogramos	Peso del metro lineal \underline{p} Kilogramos
15	2.119	5,29	36	12 208	30,46
16	2 411	6,02	38	13.600	33,93
17	2.722	6,79	40	15 072	37,60
18	3 052	7,61	42	16.616	41,45
19	3.400	8,48	44	18 236	45,50
20	3.768	9,40	46	19 932	49,73
22	4.559	11,37	48	21 704	54,14
24	5.426	13,54	50	23.550	58,75
26	6.368	15,89	52	25 472	63,53
28	7.385	18,42	54	27 468	68,54
30	8.478	21,50	56	29 540	73,70
32	9 644	24,06	58	31 683	79,95
34	10.888	27,16			

En esta clase de cadenas, el coeficiente de fractura, en kilogramos por milímetro cuadrado de sección, tiene por valor $\bar{R} = 20 \div 25$ y el coeficiente de trabajo $R = 5 \div 7$ kilogramos por milímetro cuadrado.

Para $\bar{R} = 23$, la carga de fractura será:

$$\bar{P} = 36 d^2$$

expresando d en milímetros.

Diámetro de la puela en que se arrollan: como mínimo

$$D = 20 d$$

Rigidez (se suma a la carga útil):

$$S = 0,3 \frac{d}{D} P;$$

siendo P la carga útil en kilogramos.

18. Nudos y ligaduras con cuerdas de cáñamo. Empalmes y ligaduras con alambre.—(Véase primer L — M de I de S. y C.).

Los esfuerzos de tracción que pueden resistir los alambres empleados para ligaduras se indican en la tabla siguiente:

TABLA XXX bis

Tracción total en kg. que puede soportar el alambre.

Clase del alambre	DIAMETRO EN mm.							
	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5
De hierro.	9	18	31	49	71	96	126	159
De bronce silicioso.	11	25	44	69	99	»	»	»
De cobre.	5	11	19	30	42	58	76	96

Para el hierro : $R = 10$ kg. por mm^2

Para el bronce : $R = 14$ » » »

Para el cobre : $R = 6$ » » »

Datos sobre algunos materiales de construcción

19. Clases y dimensiones corrientes de los principales materiales del comercio que se emplean en la construcción de los puentes militares. *a) Maderas.*— Pueden clasificarse en maderas *duras, resinosas y blandas o blancas.*

Entre las maderas duras, caracterizadas, en general, por su gran peso, resistencia y flexibilidad, se encuentran: *el haya, el castaño, la encina y el roble.* Todas ellas son especialmente útiles para pilotajes, debido a que no se pudren ni se alteran cuando se encuentran sumergidas. La encina y el roble pueden utilizarse cuando sean necesarias piezas escuadradas (viguetas o tablones), de gran resistencia. Desde este punto de vista, ocupan los primeros lugares el *roble albar* de Asturias y el *carvallo* de Galicia.

Las maderas resinosas más resistentes, de uso frecuente en España, son el *pino negral* de Cuenca y el de Valsaín, que pueden emplearse en pilotajes, balsas, vigerías y serradizos; el *pino rojo* del Norte de Europa; el *pino rodeno* de Soria y el *pino blanco* o *de la tierra* que, por su menor resistencia, se utiliza, especialmente, para la carpintería de blanco o de taller.

Las maderas blandas o blancas se trabajan más fácilmente que las anteriores, pero son de poca resistencia y duración. Entre sus diferentes especies se encuentran: *el aliso común, el bedul, el sauce, el álamo blanco y el chopo.* Estas maderas son bastante ligeras y pueden prestar gran utilidad para la construcción de balsas de troncos de árboles, pero son, en

general, poco recomendables para ser empleadas en vigerías que hayan de soportar la acción de cargas muy pesadas, por la facilidad con que se rompen sin dar señales de ello previamente.

Los troncos de pino blanco, fresno, olmo, álamo blanco y álamos negro y negrillo suelen ser de gran longitud, lo que unido a la ligereza de esas maderas las hace especialmente útiles para la construcción de balsas.

El cuadro que sigue contiene las longitudes y escuadrías más usuales de las piezas de madera del comercio. Conviene advertir, no obstante, que en los pinares del país se cortan troncos de grandes dimensiones, de los que pueden sacarse vigas y tablonés de escuadrías excepcionales. Entre estas piezas pueden incluirse las vigas especiales de 50×50 cm.; 40×30 ; 40×40 y 46×46 , que se obtienen de los pinos extranjeros y del país, con longitudes, a veces mayores de 12 metros.

CUADRO A

Dimensiones más corrientes de las piezas de madera del comercio.
MADERAS ESCUADREADAS

NOMBRE DE LAS PIEZAS	DIMENSIONES						Especie y procedencia
	LONGITUDES		ESCUADRIAS				
	Metros	Pies	Ancho cm.	Grueso cm.	Ancho pulgadas	Grueso pulgadas	
MADERA DE SIERRA							
Tablas y otras piezas							
Tirantes de 12 a 18 pies.....	3,34 a 5,2	12 a 18	14 12	9,2 8			Pino de Cuenca
Medio tirante.....	2,09	7 1/2	Id.	Id.			
Tabla alcaceña....	2,51	9	42	5			
Tabla portaleña...	2,51	9	35	4			
Tabla de chilla....	2,09	7 1/2	28	3			
Tabla de ripia....	1,76	6 1/2	21	2			
Alfargía.....	1,95 a 2,51	7 a 9	14 13,9	9,2 10,4			Pinos de Val- sain y del Paular.
Media alfargía....	Idem	Idem	11 10,4	7 7			
Terciado.....	1,95 a 4	7 a 14	10,4 10	5,2 5			
Portada.....	≧ 2,51	≧ 9	9,2	5,8			
ortadilla.....	Idem	Idem	41,8	5,2			
erciadillo.....	Idem	Idem	34,8	5,2			
			7	5			

NOMBRE DE LAS PIEZAS	DIMENSIONES						Especie y procedencia	
	LONGITUDES		ESCUADRIAS					
	Metros	Pies	Ancho — cm.	Grueso — cm.	Ancho — pulgadas	Grueso — pulgadas		
Tabla de gordo ...	1,95 a 2,51	7 a 9	28	3,5			Pinos de Val- saín y del Paular.	
Tabla de pulgada ...	1,95 a 3,34	7 a 12	28	2,6				
Camera.....	1,95	7	24,4	2,6				
Tabletas.....	1,95 a 2,51	7 a 9	28	2,3				
			21	2,3				
Tabla de ripia....	1,95 a 3,34	7 a 12	20	2				
			21	1,3				
Tablones.....	De 2 a 6,10 y mayo- res	De 7 a 22 y mayo- res	30,5	10,2				
			28	7,6				
			25,5	10,2				
			23	10,5	10	4 1/3		
				7,6		3 1/4		
			20,5	5,2		4 1/2		
				3,8	9	3 1/4		
				3,2		2 1/4		
				3,5		1 3/4		
				2,6		1 1/2		
				7,6	8	3 1/8		
				17,8		3 1/8		
	15,3		5,2	6 1/2	2 1/4			
			7,6		3 1/4			
			10,5		2 1/4			
				4 1/2	1 1/8			
					2			
					7/8			
						Pino rojo del Norte. La mayor par- te de estas escuadrias son co- rrientes en los pinos del país.		
MADERA DE HILO								
Media vara.....	3,34 a 11,05	12 a 40	42	35				
Pie y cuarto.....	3,34 a 11,05	12 a 40	41,8	28				
			35	28				
Tercia.....	Idem	Idem	34,8	24,4				
Sesma.....	6,97 a 11,05	25 a 40	28	21				
			21	14				
Vigueta.....	4 a 8		22,6	15,7				
			21	21				
			13	13				
			19	14				
Media vigueta.....	2,92 a 3,34		22,6	15,7				
			20	15				
Dobleros.....	2,92 a 3,34		Id.	Id.				
			Id.	Id.				
Maderos de a seis.	3,90 a 5,02	14 a 18	17	14				
			14	10				
Maderos de a ocho.	5,02	18	12	8				
			15	10				
Maderos de a diez.	5,02	18	17,4	14				
			12	10				
Maderos de a seis.	4,45	16	14	10,4				
			15,7	10,4				
Maderos de a diez.	3,90 a 4,45	14 a 16	10	7				
			12	8,7				
			14	8,7				

Las dimensiones de las maderas rollizas son sumamente variables. En el comercio se encuentran *postes* de 6 a 12 m. de longitud y *palos rollizos* de 6 m. de largo, con diámetros variables entre 6 y 16 cm. en la *cogolla*.

b) **Cuerdas de cáñamo.**—Pueden ser *blancas* o *negras*. Reciben la primera denominación las que se fabrican con cáñamo sin preparar, y se llaman *negras* las que se construyen con filásticas impregnadas de brea o alquitrán.

Para los trabajos de puentes militares deben ser preferidas las cuerdas blancas de buena calidad, esto es, las que tienen un color argentino o gris perla, están formadas por cáñamo bien cardado sin esquivlas de cañamiza, y no presentan aspecto algodonoso antes de haber sido usadas. Las cuerdas de color verdoso amarillento son de calidad inferior. Y si tienen un color oscuro, presentan manchas negruzcas en algunos puntos y huelen a podrido, deben de ser desechadas, porque semejantes defectos indican que el cáñamo ha experimentado un exceso de fermentación.

Las cuerdas de cáñamo del comercio no se sujetan a ninguna nomenclatura detallada de carácter general. Reciben nombres especiales en cada localidad, según el uso a que se las destina. La industria construye cuerdas de todos los diámetros y longitudes que sean necesarias.

La nomenclatura y dimensiones de las que se utilizan con más frecuencia en la construcción de los puentes militares se indican en el cuadro B, que se inserta a continuación.

CUADRO B

Nombres y dimensiones usuales de la jarcia que suele utilizarse en la construcción de los puentes militares.

Nombres de las cuerdas	LONGITUD	DIAMETRO
	Metros	Milímetros
Bramante o tramilla para ligaduras. . .	Variable	1 ÷ 3
Cuerda de trazar.	Idem	2 ÷ 4
Cuerdas de maniobra (tirantes, vientos, prolongas, cuerdas de halar o de izar, etcétera)	4 ÷ 6 15 ÷ 20 25 ÷ 50	10 ÷ 25
Trincas con o sin gaza en un extremo.	3 ÷ 5	6 ÷ 10

Nombres de las cuerdas	LONGITUD	DIAMETRO
	Metros	Milímetros
Trincas de palanqueta (trenza de 4 cordones, cada uno de 6 mm. de diámetro).....	2 ÷ 2,50	Trenza de 3 cm. de anchura.
Sondaleza (cordel dividido en partes iguales, para medir anchuras de ríos y para sondeos).....		
Amarras de banda.....	100 ÷ 150	6 ÷ 8
Bozas (amarras unidas a proa o popa de las barcas).	10 ÷ 20	12 ÷ 20
Cabos guardalados.....	4 ÷ 6	12 ÷ 20
Fiadores.....	20 ÷ 30	15 ÷ 20
Cabos de ancla.....	50 ÷ 100	20 ÷ 30
	50 ÷ 100	20 ÷ 40

Independientemente de las denominaciones especiales del cuadro anterior, en *cordelería* se suele llamar *guindaleza* al cabo que tiene más de 36 mm. de diámetro, está compuesto, por lo menos, de tres cordones y se encuentra colchado de derecha a izquierda. Se llama *calabrote* al cabo que tiene un diámetro comprendido entre 44 y 80 mm. y está colchado de izquierda a derecha. Y se llama *cable* al cabo que tiene más de 80 mm. de diámetro y lleva colchado de calabrote.

c) **Alambre para ligaduras.**—Se fabrica en España de las clases llamadas *alambre brillante gris*, que es el más barato, *alambre de hierro recocido*, *alambre cobrizo* (con baño de cobre) y *alambre galvanizado o cincado*. Los diámetros varían entre 0,5 y 10 mm.

d) **Cables de alambre de acero galvanizado y almas de cáñamo.**—Los diámetros de fabricación corriente (Forjas de los Corrales de Buelna, Santander), están comprendidos entre 7,5 y 40,5 mm. Se fabrican con alambre de acero dulce galvanizado, acero superior, acero extra y acero al crisol. Los diferentes tipos de cables se componen de 6 cordones o torones, con 6, 7, 12 ó 19 hilos en cada uno, que rodean a un alma central de cáñamo. Los cordones o torones también llevarán alma de cáñamo en algunos tipos. El diámetro de los alambres de los torones varía entre 0,5 y 2,70 milímetros, en relación con el diámetro total del cable.

Algunas denominaciones especiales que reciben los cables, tales como las de fiadores, vientos, sondalezas, etc., son iguales a las que se aplican a las cuerdas de cáñamo que se emplean con el mismo objeto.

e) **Clavos, puntas, tirafondos y pernos.**—*Clavazón.*— Las longitudes y nombres usuales de los clavos del comercio son los siguientes:

Estaquillas, de 0,56 m. de longitud; *medias estaquillas* de 0,35 metros; *clavos de a pie*, de 0,278 m.; *clavos de a cuarta*, de 0,21 metros; *clavos bellotes*, de 0,17 m.; *clavos bellotillos* de 1,50 m.; *clavos de chilla*, 0,055, y *clavos de media chilla*, de 0,4 m.

Puntas de París. Se venden de longitudes comprendidas entre 0,025 m. y 0,22 m., con diferentes diámetros, que aumentan con la longitud.

Tirafondos. Son tornillos de cabeza cuadrada y rosca para madera. Se encuentran en el comercio, de longitudes variables entre 40 y 300 mm. Los diámetros varían entre 7 y 18 mm., aumentando, en general, con la longitud.

Pernos o tornillos de cabeza y tuerca exagonal o cuadrada. Las longitudes de los pernos de fabricación corriente varían entre 30 y 500 mm. Los diámetros suelen hallarse comprendidos entre 5 y 30 mm.

f) **Viguetas de acero laminado, angulares, hierros planos, etc.**—Las dimensiones de las viguetas de acero laminado se encuentran en la tabla XXXV, párrafo 26.

Las dimensiones de los hierros planos o angulares para cubrejuntas y uniones, así como las de los hierros cuadrados y redondos para clavijas o pasadores, se encuentran detalladas en el catálogo de Altos Hornos de Vizcaya. Son de fabricación corriente los hierros planos con espesores de 1 a 40 mm., creciendo de uno en uno, y anchuras que varían entre 10 y 100 mm. Los diámetros o lados de los hierros redondos o cuadrados se encuentran comprendidos entre 5 y 100 mm.



Clasificación de los puentes militares.

Cargas tipos para el cálculo.

Detalles de cálculo y organización.

Tablero.

Estribos.

A.—Puentes de barcas.

B.—Puentes de balsas.

C.—Puentes de caballetes.

D.—Puentes de pilotes.

E.— Puentes y pontones sin apoyos intermedios.

F.—Pasaderas.

G.—Puentes de cuerdas o de cables metálicos.

H.—Puentes volantes.

Clasificación de los puentes militares.

Cargas tipos para su cálculo.

20. Clasificación de los puentes militares de circunstancias, atendiendo a su resistencia.—Anchura libre del tablero.—Llamamos *puentes anormales o de vía estrecha* y *puentes normales o de vía ancha*, a los puentes militares *contínuos*, en general de varios tramos, que, independientemente de la clase de apoyos intermedios empleados (fijos o flotantes), tienen el tablero constituido por varias viguetas longitudinales, que han de servir de asiento a los tablonces transversales del pavimento.

Los puentes anormales o de vía estrecha están constituidos por las *pasaderas de Infantería* (P. I) y las *pasaderas de Caballería* (P. C.).

Atendiendo a las cargas tipos para el cálculo, que se indican a continuación en el cuadro C, los puentes normales del momento se dividen en *puentes de vanguardia* (P. V.) o *de marcha* (P. M.), dividiéndose a su vez estos últimos en *puentes de columna* y *puentes de marcha reforzados*.

Los *puentes de etapas* (P. E.), se construyen en las zonas de etapas, y tienen por objeto: substituir a los puentes normales, ampliar o reforzar los puentes existentes, reparar los puentes permanentes destruidos o deteriorados y crear nuevas vías de comunicación. Estos puentes, cuya estructura deberá ser en un todo análoga a la de los puentes normales, estarán en condiciones de permitir la circulación de los carruajes automóviles de mayor peso.

Designamos con el nombre de *puentes especiales* a los puentes *discontinuos o puentes volantes*, a los *puentes de cuerdas*, a los de *un solo tramo sobre largueros, cerchas y vigas armadas*, así como a los montados sobre vigas americanas de madera o hierro, que constituyen los diferentes tipos, hoy en uso, de *puentes desmontables para carretera*.

No es objeto de este Reglamento la descripción y cálculo de los puentes de hierro, desmontables, para caminos ordinarios, ni se trata en él de los que, siendo del mismo género, pueden utilizarse en las vías férreas.

CUADRO C

Tipos de puentes militares.--Anchura libre del tablero y sobrecargas máximas.

TIPOS Y SOBRECARGAS		Anchura libre del tablero en metros
Puentes anormales o de vía estrecha	<i>Pasaderas de Infantería (P. I.)</i>	0,60 ÷ 1
	<i>Pasaderas de Caballería (P. C.)</i> { Para infantería de a dos, caballería de a uno pie a tierra y artillería de montaña en columna de cargas	1,80 ÷ 2,50
	No admiten carruajes.....	
PUENTES NORMALES	<i>Puentes de vanguardia (P. V.)</i> { Para infantería de a cuatro, caballería de a dos y artillería ligera de campaña en columna de piezas	2,80 ÷ 3
	Carruajes de 1800 kg. como máximo, con 1200 kg. en el eje más cargado.. ..	
	<i>De columna.</i> { Las sobrecargas del tipo anterior; artillería pesada de campaña y trenes regimentales, infantería en desorden.....	2,80 ÷ 3,50
	<i>Reforzados.</i> { Las sobrecargas del tipo anterior; artillería de posición, carruajes automóviles, infantería en desorden.....	3 ÷ 5 m.
Carruajes de 7000 kg. como máximo, con 4200 kg. en el eje más cargado.....		
<i>Puentes de etapas (P. E.)</i> { Las sobrecargas anteriores; carruajes automóviles muy pesados y carros de asalto de gran peso.....	3 ÷ 5 m.	
Carruajes de 7,5 Tm. de peso mínimo, con 5 Tm. en un eje		
Puentes especiales	<i>Puentes volantes</i>	* La de los puentes normales y anormales
	<i>Puentes de cuerdas</i>	
	<i>Puentes de largueros, vigas armadas, etc.</i>	

21. Sobrecargas repartidas.—*Infantería en hilera:* 200 kg. por m. l. de puente. *De a dos:* 400 kg. por m. l. de puente. *En columna de a cuatro con filas cerradas:* 800 kg. por m. l. de puente. *En desorden:* 400 kg. por m² de tablero.

Caballería en hilera, pie a tierra: 250 kg. por m. l. de puente. *De a dos:* 500 kg. por m. l. de puente.

Artillería de montaña con cargas a lomo, en columna de cargas: 300 kg. por m. l. de puente. *En columna de a dos:* 500 kg. por m. l. de puente.

Las cargas por m. l. de vigueta, que corresponden a estas sobrecargas repartidas, se encuentran haciendo uso de la tabla XXV (párrafo 10).

22. Sobrecargas aisladas debidas a la circulación de carruajes.—Los momentos máximos de flexión en las vigas o viguetas principales, así como la carga uniforme equivalente, por m. l. de viga, se hallan en las tablas XIX a XXIV y en los cuadros D a M (párrafo 10).

23. Cargas permanentes.—Siendo *l* metros la longitud de un tramo, y *a* la anchura del tablero, la carga debida al peso propio, por m. l. de puente, se puede hacer igual a los valores que a continuación se indican:

En puentes anormales o de vía estrecha: 60 a kg.

<i>En puentes normales de</i> 3 m. de anchura... ..	de {	<i>l</i> ≧ 6 m.	70 a kg.
		<i>l</i> = 7 »	100 a »
		<i>l</i> = 8 »	135 a »
		<i>l</i> > 8 »	170 a »

<i>En puentes especiales y normales reforzados, para cargas muy pesadas, de 4 m. de anchura como máximo y tramos de 4 a 5 m....</i>	Para carruajes de 4 } Tm. en el eje más } cargado } 12 Tm. en el eje más } cargado } 18 Tm. en el eje más } cargado }	400 kg.
		800 »
		1200 »

<i>En puentes especiales de un solo tramo, de 3 ÷ 4 m. de ancho..</i>	{	Con vigas ensambladas,	600 + 15 <i>l</i> kg.
		Con vigas Town o vigas Howe	600 + 15 <i>l</i> »

Las cargas por m. l. de vigueta, correspondientes al peso propio, se hallan por medio de la tabla XXV (párrafo 10).

Cálculo general y disposición del tablero en los puentes normales y anormales⁽¹⁾

24. 1.º—**Tablones de pavimento.**—Se calculan para la carga más desfavorable, que, en el caso de circular carruajes por el puente, es el peso sobre una rueda del eje más pesado que se haya tomado como tipo. *Este peso se supone aplicado en el punto medio del claro entre dos viguetas contiguas.*

La tabla XXXI, que sigue, permite el cálculo rápido de los tablones, sea cualquiera la carga y coeficiente de trabajo empleado (párrafo 25), considerando siempre al tablón como viga apoyada en dos viguetas contiguas.

En los puentes para infantería o caballería, se hacen las hipótesis desfavorables siguientes:

El peso de un hombre carga sobre un tablón o sobre dos rollizos, en el punto medio del claro entre caras interiores de dos viguetas contiguas.

El peso de un caballo carga sobre dos tablones o sobre cuatro rollizos, en el mismo punto citado en el caso anterior.

La tabla XXXII dará, pues, las escuadrías de los rollizos, necesarias para formar el tablero, sin más que hacer, por ejemplo, pl^2 igual a la mitad del peso del caballo multiplicado por la separación entre las caras contiguas de dos viguetas.

(Véase párrafo 26.)

(1) Damos la denominación abreviada de tablero a lo que, en realidad constituye la superestructura del puente, esto es, al conjunto formado por las viguetas longitudinales, viguetas de trinca y tablones del pavimento.

La disposición que se adopta, generalmente, para el tablero de los puentes normales se encuentra detallada en el primer L—M de I de S y C, capítulo IV.

TABLA XXXI

Tablones. ($R = 60$ kilogramos por centimetro cuadrado).

Dimensiones del tablon en metros		Carga P , en kilogramos, que puede soportar en el punto medio del claro entre dos viguetas contiguas, para una separación entre caras interiores de las mismas igual a metros:														
Ancho	Grueso	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	1,00	2,00	2,50	3,00
0,20	0,030	240	206	180	160	144	131	120	111	103	96	90	»	»	»	»
»	0,035	327	280	245	217	196	178	163	150	140	130	122	»	»	»	»
»	0,040	427	364	320	283	256	232	213	196	183	170	160	128	64	»	»
»	0,045	540	460	405	358	324	293	270	248	231	215	203	162	81	»	»
»	0,050	667	568	500	442	400	362	333	307	286	266	250	200	100	»	»
»	0,055	807	687	605	535	484	438	403	371	345	322	303	242	121	»	»
»	0,060	960	818	720	637	576	522	480	442	411	383	360	288	144	»	»
»	0,065	1.127	960	845	748	676	660	563	518	483	449	423	338	169	»	»
»	0,070	1.307	1.114	980	867	784	710	653	601	560	521	490	392	196	»	»
»	0,075	1.500	1.278	1.125	996	900	879	750	690	643	598	563	450	225	»	»
»	0,080	1.707	1.455	1.280	1.133	1.024	928	853	785	731	681	640	512	256	»	»
»	0,100	2.666	2.286	2.000	1.777	1.600	1.455	1.333	1.231	1.143	1.066	1.000	800	400	»	»
0,23	0,030	276	235	207	183	166	150	138	127	118	110	104	»	»	»	»
»	0,035	407	347	305	270	244	221	203	187	174	162	153	»	»	»	»
»	0,040	491	418	368	326	294	287	245	226	210	196	184	147	73	»	»
»	0,045	621	529	466	412	373	338	311	286	266	248	233	186	93	»	»
»	0,050	767	653	575	509	460	417	383	353	329	306	288	230	115	»	»
»	0,055	928	791	696	616	557	504	464	427	398	370	348	278	139	»	»
»	0,060	1.104	941	828	731	662	600	552	508	473	440	410	318	150	»	»
0,065	1,296	1.105	972	860	778	704	648	604	566	535	517	486	389	194	»	»
»	0,070	1.503	1.281	1.127	997	902	817	751	691	644	599	564	451	225	»	»
0,075	1.725	1.470	1.204	1.035	938	863	794	730	688	647	615	588	467	258	»	»

0,055	928	791	696	616	557	504	464	427	398	370	348	278	139	»
0,060	1.104	0.941	0.828	0.731	0.662	0.600	0.552	0.508	0.473	0.440	0.410	0.380	0.350	»
0,065	1.296	1.105	0.972	0.860	0.778	0.704	0.648	0.596	0.555	0.517	0.486	0.451	0.420	»
0,070	1.503	1.281	1.127	0.997	0.902	0.817	0.751	0.694	0.644	0.599	0.564	0.525	0.490	»
0,075	1.725	1.470	1.294	1.145	1.035	0.938	0.863	0.794	0.739	0.688	0.647	0.610	0.575	»
0,080	1.963	1.673	1.472	1.303	1.178	1.067	0.981	0.903	0.841	0.783	0.736	0.695	0.655	»
0,100	3.066	2.629	2.300	2.044	1.840	1.673	1.533	1.415	1.314	1.227	1.150	1.080	1.010	»
0,25	300	256	225	200	180	163	150	138	129	120	113	100	90	»
0,035	408	348	307	271	245	222	204	188	175	163	154	140	125	»
0,040	547	455	400	354	320	290	267	245	229	213	200	180	160	64
0,045	675	575	506	448	405	367	337	311	289	269	253	230	202	81
0,050	833	710	625	553	500	453	417	383	357	332	313	285	250	100
0,055	1.008	859	756	669	605	548	504	464	432	402	378	345	302	121
0,060	1.200	1.023	900	796	720	652	600	552	514	479	450	420	360	144
0,065	1.408	1.200	1.056	935	845	765	704	648	600	562	528	490	422	169
0,070	1.633	1.392	1.225	1.084	980	888	816	751	696	652	613	570	490	196
0,075	1.875	1.598	1.406	1.244	1.125	1.019	937	863	799	748	703	660	562	225
0,080	2.133	1.818	1.600	1.416	1.280	1.159	1.062	982	909	851	800	750	640	188
0,100	3.333	2.857	2.500	2.222	2.000	1.818	1.666	1.538	1.429	1.333	1.250	1.100	900	213
0,28	597	509	448	396	358	325	299	275	255	238	224	179	150	»
0,040	933	795	700	619	560	507	467	429	398	372	350	280	240	72
0,050	1.344	1.145	1.008	893	806	730	672	618	573	536	504	403	350	112
0,060	1.829	1.559	1.372	1.214	1.098	994	915	842	780	730	686	549	403	161
0,070	2.390	2.036	1.792	1.586	1.434	1.299	1.195	1.099	1.018	953	896	717	558	134
0,080	3.000	2.500	2.200	1.900	1.700	1.500	1.300	1.100	1.000	900	800	600	400	183
0,100	4.000	3.200	2.800	2.400	2.200	2.000	1.800	1.600	1.400	1.200	1.000	800	600	239
0,30	640	545	480	425	381	348	320	294	273	255	240	190	150	»
0,040	1.000	852	750	664	600	543	500	460	426	398	375	300	250	64
0,050	1.440	1.227	1.080	956	864	783	720	663	614	576	540	432	350	100
0,060	1.960	1.671	1.470	1.300	1.176	1.065	980	902	835	782	735	588	432	144
0,070	2.560	2.182	1.920	1.699	1.536	1.391	1.280	1.178	1.091	1.022	960	768	588	197
0,080	3.200	2.700	2.400	2.100	1.900	1.700	1.500	1.300	1.100	1.000	900	700	500	257
0,100	4.000	3.429	3.000	2.666	2.400	2.182	2.000	1.846	1.714	1.600	1.500	1.200	900	»

25. Empleo de la tabla XXXI.—La tabla anterior está calculada suponiendo que la madera trabaja a 60 kilogramos por centímetro cuadrado. Si ha de trabajar a 40, 80, 100 ó 150... kilogramos, se deducirá la carga que resiste el tablón multiplicando el valor que da la tabla por

$$\frac{40}{60} = \frac{4}{6}, \frac{8}{6}, \frac{10}{6}, \frac{15}{6}, \dots \text{etc.}$$

según sea el valor del nuevo coeficiente de trabajo.

Recíprocamente: Se desea conocer la escuadría de un tablón que ha de resistir una carga conocida de P kilogramos en el punto medio de la distancia entre apoyos, trabajando la madera a 100 kilogramos por centímetro cuadrado, por ejemplo. Sea la distancia entre apoyos $e = 0,55$ y $P = 700$ kilogramos.

Se empieza por fijar una de las dimensiones del tablón, el ancho por ejemplo: $a = 0,23$ metros.

Se multiplica P por $\frac{60}{100} = \frac{6}{10}$; relación entre el coeficiente de trabajo para el que está calculada la tabla y el nuevo coeficiente adoptado. Tendremos: $700 \times \frac{6}{10} = 420$. Se acude

a la tabla en busca de este valor, en la columna correspondiente a $e = 0,55$ para tablonés de 0,23 metros de ancho, tomando el valor que más se le aproxime por exceso, que resulta ser 504, correspondiente a un grueso de tablón de 0,055.

Lo mismo se resuelven los problemas si la carga que ha de resistir el tablón es uniformemente repartida.

Basta recordar que si el tablón resiste P kilogramos en el punto medio entre apoyos, resistirá una carga doble repartida uniformemente.

26. 2.º—Viguetas longitudinales.—La carga tipo para el cálculo de estas piezas será la que resulte más desfavorable entre todas las que hayan de circular por el puente, es decir, la que produzca el mayor momento de flexión en las viguetas principales, que han de soportar en conjunto toda la sobrecarga.

Para determinar este dato se acudirá a las tablas XIX a XXV anteriores, y se aplicarán las fórmulas 9 ó 12, según los casos, para deducir la escuadría.

Pero si se forma con la ayuda de dichas tablas la sobrecarga $p = p_1 + p_2 + p_3$ por m. l. de viga, suma de la equivalente a las cargas móviles (carruajes), de la debida al peso de caballerías y peatones, y de la que corresponde al peso propio del tablero (párrafos 9 y 10; 21 a 23, fórmulas 7 y 8), no habrá más que acudir a las tablas XXXII a XXXV que siguen para encontrar fácilmente su escuadría.

TABLA XXXII

Rollizos. ($R = 60$ kg. por cm^2)

d — cm.	q — kgs.	d — cm.	q — kgs.	d — cm.	q — kgs.
5	59	16	1.927	27	9.259
6	102	17	2.311	28	10.326
7	161	18	2.743	29	11.473
8	241	19	3.226	30	12.701
9	343	20	3.763	31	14.014
10	470	21	4.356	32	15.414
11	626	22	5.009	33	16.905
12	813	23	5.723	34	18.489
13	1.033	24	6.503	35	20.168
14	1.291	25	7.350		
15	1.588	26	8.268		

En la tabla anterior:

d = diámetro del rollizo; q = carga uniformemente repartida que resiste el rollizo de 1 metro de longitud entre puntos de apoyo. (Véase tabla XXXVI).

TABLA XXXIII

Vigas de madera de una sola pieza.

(*R = 60 kilogramos por centimetro cuadrado.*)

<i>a</i>	<i>b</i>	<i>q</i>									
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
cm.	cm.	kg.									
3	10	210	9	9	583	14	24	6451	22	22	8518
>	12	346	>	11	871	15	15	2700	>	23	9310
>	14	470	>	12	1037	>	16	3072	>	24	10138
>	16	614	>	14	1411	>	17	3468	>	25	11000
>	18	778	>	16	1843	>	18	3888	>	26	11898
>	20	960	>	18	2333	>	19	4332	23	23	9734
>	22	1161	>	20	2880	>	20	4800	>	24	10598
>	23	1270	>	22	3485	>	22	5808	>	25	11500
4	10	320	>	24	4147	>	24	6912	>	26	12438
>	12	461	10	10	800	16	16	3270	>	27	13414
>	14	627	>	12	1150	>	18	4147	>	28	14426
>	16	819	>	14	1568	>	20	5120	24	24	11060
>	18	1037	>	16	2050	>	21	5645	>	25	12000
>	20	1280	>	18	2592	>	22	6195	>	26	12979
>	22	1549	>	20	3200	>	23	6771	>	27	13997
>	23	1692	>	22	3872	>	24	7380	>	28	15030
5	10	400	>	24	4608	17	17	3930	25	25	12500
>	12	576	11	11	1064	>	18	4406	>	26	13520
>	14	784	>	12	1267	>	20	5440	>	27	14580
>	16	1024	>	14	1725	>	22	6582	>	28	15680
>	18	1296	>	16	2253	>	23	7194	>	30	18000
>	20	1600	>	18	2827	>	24	7834	26	26	14061
>	22	1936	>	20	3520	18	18	4666	>	27	15163
>	24	2304	>	22	4259	>	19	5198	>	28	16307
6	10	480	>	24	5069	>	20	5760	>	29	17493
>	12	692	12	12	1380	>	21	6350	>	30	18720
>	14	941	>	14	1882	>	22	6970	27	27	15746
>	16	1229	>	16	2450	>	23	7618	>	28	16934
>	18	1555	>	18	3110	>	24	8294	>	29	18166
>	20	1920	>	20	3840	>	26	9734	>	30	19440
>	22	2323	>	22	4646	19	19	5487	28	28	17562
>	24	2765	>	24	5530	>	20	6080	>	29	18838
7	10	560	>	13	1578	>	21	6703	>	30	20160
>	12	806	>	14	2038	>	22	7357	>	32	22938
>	14	1098	>	15	2340	>	23	8041	>	34	25894
>	16	1434	>	16	2662	>	24	8755	29	29	19511
>	18	1814	>	17	3006	>	26	10275	>	30	20380
>	20	2240	>	18	3370	20	20	6400	>	31	22295
>	22	2710	>	19	3754	>	21	7056	>	32	23757
>	24	3226	>	20	4160	>	22	7744	>	34	26819
8	8	410	>	22	5034	>	23	8464	30	30	21600
>	10	640	14	14	2195	>	24	9220	>	32	24576
>	12	920	>	15	2520	>	26	10816	>	34	27744
>	14	1254	>	16	2867	21	21	7409	31	31	23833
>	16	1640	>	17	3237	>	22	8131	32	32	26214
>	18	2073	>	18	3629	>	23	8887	33	33	28750
>	20	2560	>	19	4043	>	24	9677	34	34	31443
>	22	3098	>	20	4480	>	25	10500			
>	24	3686	>	22	5421	>	26	11357			

En la tabla anterior:

a = ancho o grueso; b = canto o altura; q = carga uniformemente repartida que resiste la viga de 1 m. de longitud entre apoyos. La carga total repartida que resistirá la viga de l metros de longitud entre apoyos es: $Q = \frac{q}{l}$. (Véase tabla XXXVI).

TABLA XXXIV

Carriles. ($R = 6$ kilogramos por milímetro cuadrado).

CARRILES EMPLEADOS EN LAS LÍNEAS DEL FERROCARRIL	Altura del carril <i>mm.</i>	Peso por metro lineal <i>kgs.</i>	Momento de inercia I <i>cm⁴</i>	Módulo resis- tente $\frac{I}{v}$ <i>cm³</i>	q <i>kgs.</i>
El Norte de España.	134	42,500	1.270,40	182,00	8736
Idem.	137	40,000	1.197,00	169,00	8112
Madrid, Zaragoza y Ali- cante.	130	40,024	1.145,90	167,20	8026
Norte y Madrid, Zara- goza y Alicante.	125	32,500	838,30	130,70	6274
Andalucía	125	30,000	760,80	121,90	5852
Sierra Menera.	115	32,85	730,00	120,00	5760
Zalla a Solares.	115,5	30,000	678,90	113,00	5424
Madrid, Zaragoza y Ali- cante	120	30,000	677,95	111,00	5328
Elóibar a San Sebas- tián	104	26,000	465,40	90,54	4346
Orconera.	101,6	27,754	454,80	85,00	4080
Río Tinto.	101,6	25,000	417,47	82,15	3944
Aznalcollar.	100	20,000	335,00	67,00	3216
Peñarroya.	96	20,000	307,76	64,25	3034
Villadolid.	90	22,500	294,50	64,03	3074
Huelva.	89	20,200	256,32	54,30	2606
Durango a Zumárraga. Carril de minas.	90 82	18,150 15,000	232,96 167,00	51,76 38,80	2434 1862

En las aplicaciones en campaña puede hacerse $R = \frac{1}{3}$ del coeficiente de rotura, es decir, $R = 20$ kilogramos por milímetro cuadrado.

TABLA XXXV

Viguetas metálicas.

Carga q uniformemente repartida que pueden soportar las viguetas doble T de Altos Hornos, de 1 metro de longitud entre puntos de apoyo.

(R = 10 kilogramos por mm².)

$\frac{h}{mm.}$	$\frac{b}{mm.}$	$\frac{e}{mm.}$	Sección S cm^2	Peso por metro lineal $kgs.$	$\frac{q}{kgs.}$	Módulo resistente cm^3
ALA ESTRECHA						
100	44	6	12,80	10	3.024	37,6
120	45	7	15,40	12	4.224	52,8
140	45	7	17,92	14	5.424	67,8
160	49	7	20,50	16	7.216	90,2
180	55	7	23,00	18	9.336	116,6
200	62	7	25,60	20	12.040	150,5
ALA ANCHA						
80	42	3,9	7,58	5,95	1.552	19,5
100	50	4,5	10,60	8,32	2.728	34,2
120	58	5,1	14,20	11,15	4.360	54,7
140	66	5,7	18,30	14,37	6.536	81,9
160	74	6,3	22,80	17,90	9.360	117,0
180	82	6,9	27,90	21,90	12.880	161,0
200	90	7,5	33,50	26,30	17.120	214,0
220	98	8,1	39,60	31,09	22.240	278,0
240	106	8,7	46,10	36,19	28.240	354,0
260	113	9,4	53,40	41,92	35.280	442,0
280	119	10,1	61,10	47,96	43.280	542,0
300	125	10,8	69,10	54,24	52.160	653,0
320	131	11,5	77,80	61,07	62.480	782,0
TIPOS ESPECIALES (1)						
340	137	12,2	87,16	68	74.480	931
360	143	13,0	97,50	76,1	87.840	1098
380	149	13,7	107,53	88,9	101.920	1274
400	155	14,4	118,34	92,3	117.760	1472
425	163	15,3	132,97	103,7	140.320	1754
450	170	16,2	147,65	115,2	164.320	2054
475	178	17,1	163,61	127,6	191.680	2396
500	185	18,0	180,18	140,5	221.600	2770

(1) No son de fabricación corriente.

El módulo resistente se refiere al eje horizontal, perpendicular a la sección del alma, que pasa por el centro de gravedad.

Además, en esta tabla, h representa la altura de la sección; b el ancho de las tablas, y e el grueso del alma.

27. Empleo de las tablas XXXII a XXXV anteriores.— Conocida la carga p por m. l. de vigueta (párrafos 9 y 10, 21 a 23), y la longitud l de la misma entre puntos de apoyo, se forma el producto $p l^2 = q$, que se busca en la tabla correspondiente; al lado se encontrará la escuadría de la vigueta, si el coeficiente de trabajo es el mismo que se ha empleado en el cálculo de la tabla.

Si la madera, por ejemplo, ha de trabajar a 80, 100 kilogramos por cm^2 , se formará el producto:

$$p l^2 \frac{6}{8}, \quad p l^2 \frac{6}{10}; \dots \text{etc.},$$

que se buscará en la columna en que se encuentran los valores de q . Si el valor deducido no se encuentra en la tabla, se toma el que más se le aproxime por exceso.

Recíprocamente, la carga por m. l. que podrá resistir una igueta de escuadría conocida y longitud l metros, será:

$$p = \frac{q}{l^2}; \quad p = \frac{q}{l^2} \cdot \frac{8}{6}; \quad p = \frac{q}{l^2} \cdot \frac{10}{6}; \dots \text{etc.},$$

según que la madera trabaje a 60, 80 ó 100 kg. por cm^2 .

Conocida la escuadría, carga p por m. l., y el valor de R , se puede determinar la máxima longitud l que es posible emplear para la luz de los tramos.

Ejemplo: Cálculo de las viguetas y tablonos de un puente de vanguardia.— Datos: Longitud del tramo = 4 m. Número de viguetas por tramo = 5. Carruaje tipo, el carro de municiones de la artillería ligera de campaña. Coeficiente de trabajo de la madera $R = 120$ kg. por cm^2 . Anchura del tablero = 3 m.

(Tablas XIX y XXV); $p_1 + p_2 = 275$ kg.

Peso propio = 200 kg. por m. l. de puente (párrafo 23).

Carga sobre la vigueta más cargada (tabla XXV):

$$p_3 = \frac{229}{4} = 58 \sim$$

Carga total por m. l. de vigueta: $p = 275 + 58 = 333$ kg.

(Tabla XXXIII); $p \frac{6}{12} = 5328$.

La escuadría de las viguetas puede ser: 14×22 cm.; 17×20 centímetros; 19×19 cm. o un rollizo de 23 cm. de diámetro (tabla XXXII).

Tablones de 0,23 m. (tabla XXXI; párrafo 25).

Adoptando para las viguetas la escuadría 14×22 cm. la separación entre dos contiguas es 0,60 m.

$P = 1056 \frac{6}{12} = 528$. La tabla da para el grueso: $e = 0,06$ m.

28. Vigas mixtas de madera y hierro.—Para aumentar la resistencia de las viguetas longitudinales, en los puentes que han de admitir sobrecargas muy pesadas, se forman vigas mixtas, compuestas, por ejemplo, de una vigueta laminada doble T, colocada entre dos viguetas enterizas, de madera, de sección rectangular. La unión de las tres viguetas se hace por medio de pernos. Esto no obstante, en la imposibilidad de formar así una verdadera viga ensamblada, se supondrá que cada una de las piezas contribuye separadamente a la resistencia.

Por lo tanto, se formará el momento de resistencia para la vigueta metálica adoptada, que vale $R' \frac{I}{v}$ (tabla XXXV).

Se sumarán los dos momentos de resistencia de las dos piezas de madera, que en el caso de ser éstas iguales darán por suma.

$$2 \frac{R a b^2}{6} = \frac{R a b^2}{3},$$

y deberá verificarse:

$$[24]; \quad \frac{R' I}{v} + \frac{R a b^2}{3} \cong M_m$$

siendo M_m el máximo momento de flexión en la viga compuesta (V. párrafos 8 y 9); R' y R , respectivamente, los coeficientes de trabajo del hierro y de la madera; $\frac{I}{v}$ el módulo resistente que da la tabla.

29. **Vigas superpuestas y yuxtapuestas.**—1.º *Vigas superpuestas* (fig. 38). La fórmula general para el cálculo de una viga formada por otras n superpuestas, de lados a y b_1 es:

$$[25]; \quad n \frac{R a b_1^2}{6} = \frac{1}{8} p l^2.$$

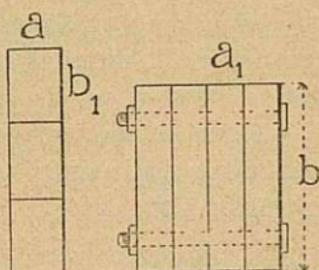


Fig. 38.

Se calcularán, pues, por la tabla XXXIII, y una vez deducidos los lados a y $b = n b_1$ de la viga enteriza, se deducirá n o b_1 .

2.º *Vigas yuxtapuestas* (fig. 38). Se calculan por la fórmula:

$$[26]; \quad n \frac{R a_1 b^2}{6} = \frac{1}{8} p l^2$$

haciendo uso de la tabla XXXIII. Conocidos $a = n a_1$ y b , se hallará n o a_1 .

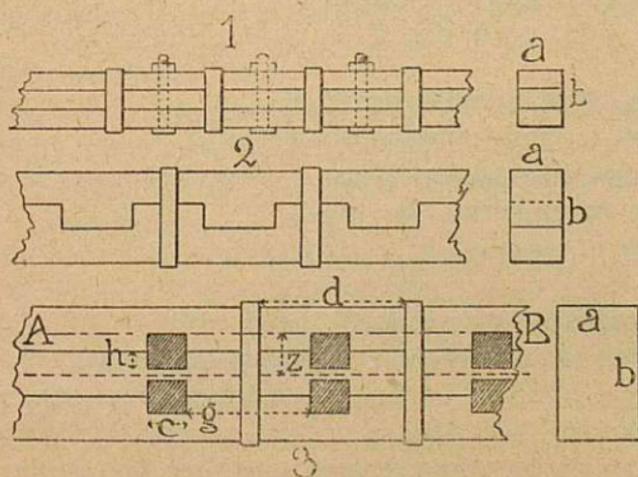


Fig. 39.

30. **Vigas ensambladas** (fig. 39). Representa las disposiciones más empleadas: la primera con cinchos de hierro y

pernos; la segunda con cajas y cinchos, y la tercera con cinchos y llaves de madera dura.

Todas estas disposiciones tienen por objeto evitar el resbalamiento, de unas sobre otras, en las vigas superpuestas, al paso de las cargas. Con este mismo fin, se pueden formar vigas ensambladas uniendo las superpuestas por medio de pernos, y metiendo después a martillazos en las juntas de las vigas, cuñas de hierro doble T cortadas en bisel.

Los pernos de unión pueden ser de 15 mm. de diámetro, con ovalillos de $4 \div 5$ cm. de diámetro y 5 mm. de grueso.

Las cargas que pueden resistir estas vigas compuestas se deducirán de las fórmulas siguientes:

$$\left. \begin{array}{l} \text{Viga sencilla, ensamblada,} \\ \text{compuesta de dos vigas enteri-} \\ \text{zas superpuestas, ambas igua-} \\ \text{les, de lados } a \text{ y } b_1 \text{ (fig. 38)...} \end{array} \right\} \frac{R a b_1^2}{6} = \frac{1}{3} M_m; \quad [27].$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Dos vigas gemelas, yuxta-} \\ \text{puestas, formada cada una por} \\ \text{dos vigas enterizas superpues-} \\ \text{tas y ensambladas, ambas igua-} \\ \text{les, de lados } a \text{ y } b_1 \dots \dots \dots \end{array} \right\} \frac{R a b_1^2}{6} = \frac{1}{6} M_m; \quad [28].$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Viga sencilla, ensamblada,} \\ \text{compuesta de tres vigas enteri-} \\ \text{zas superpuestas, las tres igua-} \\ \text{les, de lados } a \text{ y } b_1 \text{ (fig. 38)...} \end{array} \right\} \frac{R a b_1^2}{6} = \frac{1}{5} M_m; \quad [29].$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Dos vigas gemelas, yuxta-} \\ \text{puestas, formada cada una por} \\ \text{tres vigas enterizas superpues-} \\ \text{tas y ensambladas, las tres} \\ \text{iguales, de lados } a \text{ y } b_1 \dots \dots \dots \end{array} \right\} \frac{R a b_1^2}{6} = \frac{1}{10} M_m; \quad [30].$$

En todas estas fórmulas, M_m es el máximo momento de flexión que corresponde a la viga sencilla ensamblada o a las dos vigas gemelas. Así, pues, si representamos por k el coeficiente variable de M_m , se podrán calcular las viguetas elementales de las disposiciones anteriores por medio de la tabla XXXIII, formando el producto $k p l^2 = q$, en el que p representa la carga repartida por m. l que ha de soportar la viga total o el par de vigas gemelas. Inversamente, si fueran conocidos los lados a y b_1 de cada vigueta eleme tal, la car-

ga uniforme por m. l. que resistirá la viga o el par de vigas yuxtapuestas de las cuatro disposiciones anteriores, será:

$$[31]; \quad p = \frac{1}{k} \frac{8 R a b_1^2}{6 l^2} - n p_3$$

siendo l la longitud de la viga, n el número de viguetas elementales del conjunto y p_3 el peso propio por m. l. de vigueta, de lados a y b_1 .

En los puentes de pilotes para cargas muy pesadas se puede emplear también dos capas de viguetas iguales superpuestas, separadas por piezas transversales de enlace, de la misma escuadría que las viguetas. Estas piezas de enlace se colocan espaciadas, procurando que una de ellas esté situada en el centro del tramo y que haya siempre otra sobre cada cumbra. El espaciamiento de los enlaces se determinará considerando a esas piezas como puntos de apoyo de las viguetas superiores. Podrá variar entre 70 y 90 cm.

La unión de todas las piezas se efectúa por medio de pernos largos de 25 mm. de diámetro, que atravesarán las dos viguetas y la pieza de enlace. De todos modos se impedirá el resbalamiento de los traveseros por medio de tarugos de madera o escuadras de hierro bien unidas a las viguetas.

Siendo a el ancho de una de las viguetas y b su altura, el módulo resistente que debe tomarse para el cálculo de la viga así formada es $\frac{I}{v} = a b^2$, es decir, seis veces el de una vigueta longitudinal.

Cálculo de los elementos del empalme.—Tomaremos como ejemplo la tercera disposición y sean:

R_m = coeficiente de trabajo por extensión, de la madera de las vigas.

R'_m = coeficiente de trabajo por compresión.

R'''_m = coeficiente de trabajo por desgarramiento.

R'''_1 = coeficiente de trabajo por desgarramiento, de la madera de las llaves.

C_m = esfuerzo cortante máximo.

S = fuerza de desgarramiento longitudinal por unidad superficial en el plano A B, cuyo valor es:

$$[32]; \quad S = \frac{C_m}{a b} \left(\frac{3}{2} - \frac{6 z^2}{b^2} \right)$$

siendo z la distancia del plano A B que se considere a la capa de fibras neutras.

El número n de llaves por metro lineal de viga en el plano A B será:

$$[33]; \quad n = \frac{2 S}{R'_m h}$$

Las demás dimensiones del empalme por las fórmulas que siguen:

$$[34]; \quad g = \frac{1}{2} \frac{R'_m h}{R'''_m}; \quad c = \frac{1}{2} \frac{R'_m \cdot h}{R'''_1}; \quad [35].$$

$$[36]; \quad c = \sqrt{\frac{8 S h}{n R'_m}}$$

tomando el mayor de estos dos últimos valores.

La tensión que sufre cada rama de un cincho es:

$$[37]; \quad T = \frac{4}{6} \frac{S a}{n d} h.$$

Si se coloca un cincho entre cada dos llaves, que es lo más general, resulta:

$$[38]; \quad T = \frac{4}{3} \frac{S a}{n d} h.$$

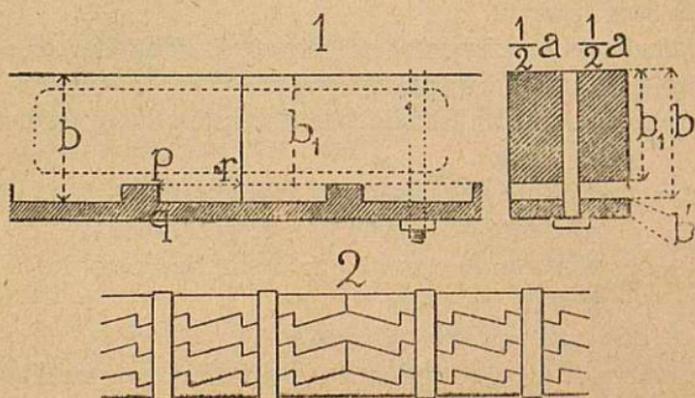


Fig. 40.

31. Vigas empalmadas. (Fig. 40).—Representa dos de las disposiciones más empleadas. Tomaremos como ejemplo

la primera disposición, en la que las vigas, a junta plana, están empalmadas por una plancha de hierro con pestañas que se introducen en la madera. La viga se calcula por la fórmula:

$$[39]; \quad 0,60 M_m = \frac{R_m a b_1^2}{6}$$

Cálculo de los elementos del empalme.—La extensión o compresión que éste sufre es

$$[40]; \quad F = \frac{R_m a b_1}{6}$$

La profundidad $p q$ de una pestaña es $p q = \frac{b_1}{3 n}$, siendo n el número de pestañas de cada lado del empalme.

Grueso de pestañas

$$[41]; \quad e = \frac{a b_1}{6 n a''} \times \frac{R_m}{R''' h}$$

siendo a'' el ancho total de la plancha de hierro y $R''' h$ el coeficiente de trabajo por desgarramiento del metal. Las dimensiones de la plancha se deducen de

$$[42] \quad a' b' = \frac{R_m}{R_h} \times \frac{a b_1}{6}$$

siendo b' el grueso; $a' = a'' -$ diámetro del perno; R_m y R_h los coeficientes de trabajo por extensión de la madera y del hierro.

La magnitud $p r = s$ se deduce de

$$\frac{s a}{e a'} = \frac{R''' h}{R''' m}$$

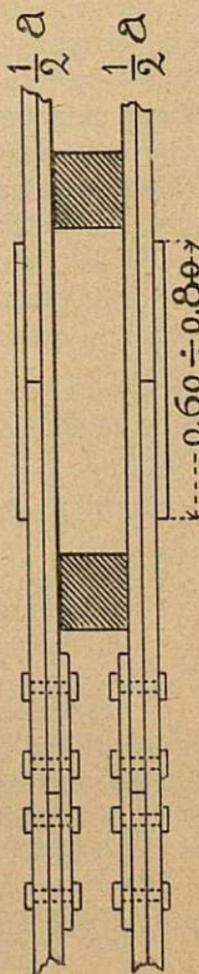


Fig. 41.

Además de las planchas dentadas se agregan, generalmente, otras laterales, marcadas con línea de puntos en la figura.

No obstante el cálculo anterior, las dimensiones de la parte metálica deben aumentarse, para tener en cuenta, a veces, la mala calidad del metal o defectos del forjado.

32. Vigas de tablas.—(Figuras 4 y 41).—Se calculan por la fórmula:

$$[4]; \quad M_m = R \frac{a b^2}{6}$$

siendo a la suma de los espesores de las tablas y tomando para coeficiente de trabajo el valor $0,60 R \div 0,80 R$.

Si han de resistir una carga de p kilogramos por metro lineal, pueden calcularse por la tabla XXXIII, haciendo $a =$ suma de los espesores de las tablas y tomando para R el valor $0,60 R \div 0,80 R$.

Vigas de celosía, vigas armadas, etc., para puentes especiales. (Véanse párrafos 75 a 87).

33. Equivalencia de escuadrías.—Facilitan, notablemente, la elección y cálculo de las viguetas de madera (véase tabla XXXVI, que se incluye a continuación).

Son las siguientes:

1.^a A la vigueta de sección cuadrada, de lado c , equivalen para la resistencia a la flexión:

- a). El rollizo de diámetro..... $d = 1,2 c$.
- b). La sección rectangular de mayor } altura $b = 1,12 c$.
resistencia, de..... } base $a = 0,71 b$.
- c). Dos vigas cuadradas, yuxtapues- }
tas, cada una de ellas de lado.. } $c' = 0,80 c$.
- d). Dos rollizos yuxtapuestos, cada uno }
de ellos de diámetro..... } $d' = 0,95 c$.
- e). Dos vigas rectangulares de máxima }
resistencia, yuxtapuestas, cada } altura $b' = 0,89 c$.
una de ellas de... } base $a' = 0,71 b'$.
- f). Dos vigas rectangulares, superpues- }
tas, formando viga ensambla- } altura $b' = 0,77 c$.
da, cada una de aquéllas de.... } base $a' = 0,71 b'$.

2.^a A la sección rectangular de mayor resistencia, esto es, de altura b y base $a = 0,71 b$, equivalen:

- a). El rollizo de diámetro $d = 1,07 b$.
- b). La sección cuadrada de lado $c = 0,89 b$.
- c). Dos vigas cuadradas superpuestas, }
cada una de ellas de lado } $c' = 0,71 b$.
- d). Dos vigas rectangulares, super- } altura $b' = 0,79 b$.
puestas, cada una de ellas de . . } base $a' = 0,71 b'$.
- e). Dos vigas rectangulares, super- } altura $b' = 0,70 b$.
puestas, formando viga ensam- } base $a' = 0,71 b'$
blada, cada una de aquéllas de . }

3.^a A la sección rectangular (tablones), de anchura a y grueso e :

- a). Dos tablones superpuestos, cada } anchura a .
uno de ellos de } grueso $e' = 0,71 e$.
- b). Un costero de } anchura a .
} altura en el centro
} $h = 1,5 e$.

Esta última equivalencia es aproximada.

Otros datos que conviene tener en cuenta:

1.º Una viga de sección cuadrada, de lado c , resulta inscrita en un círculo de diámetro $d = 1,41 c$.

2.º La sección rectangular de máxima resistencia ($a = 0,71 b \times b$), resulta inscrita en una sección circular de diámetro $d = 1,23 b$.

En la tabla que sigue son equivalentes las secciones que se encuentran en una misma línea horizontal.

TABLE XXXVI

Equivalencia de escuadrías para las vigas de madera que trabajan por flexión.

Sección cuadrada de lado c cm.	Rolizo de diámetro d cm.	Sección rectangular de		Dos vigas rectangulares yuxtapuestas de		Dos vigas cuadradas superpuestas de lado c' cm.	Viga ensamblada, compuesta de dos rectangulares superpuestas, cada una de	
		Altura b cm.	Base a cm.	Altura b' cm.	Base a' cm.		Altura b'' cm.	Base a'' cm.
10	12	11,2	8	8,9	6,3	8	7,7	5,5
11	13,2	12,3	8,7	9,8	7	8,8	8,5	6
12	14,4	13,4	9,5	10,7	7,6	9,6	9,2	6,5
13	15,6	14,6	10,4	11,6	8,2	10,4	10	7,1
14	16,8	15,7	11,1	12,5	8,9	11,2	10,8	7,7
15	18	16,8	12	13,4	9,5	12	11,6	8,2
16	19,2	18	12,8	14,2	10,1	12,8	12,3	8,7
17	20,4	19	13,5	15,1	10,7	13,6	13,1	9,3
18	21,6	20,2	14,3	16	11,4	14,4	13,9	9,9
19	22,8	21,3	15,1	17	12,1	15,2	14,6	10,4
20	24	22,4	16	17,8	12,7	16	15,4	10,9
21	25,2	23,5	16,7	18,7	13,3	16,8	16,2	11,5
22	26,4	24,6	17,5	19,6	14	17,6	17	12,1
23	27,6	25,8	18,3	20,5	14,6	18,4	17,8	12,6
24	28,8	27	19,2	21,4	15,2	19,2	18,5	13,1
25	30	28	19,9	22,3	15,8	20	19,3	13,7
26	31,2	29,1	20,7	23,1	16,4	20,8	20	14,2
27	32,4	30,2	21,4	24	17	21,6	20,8	14,8
28	33,6	31,4	22,4	25	17,8	22,4	21,6	15,3
29	34,8	32,5	23,1	25,8	18,3	23,2	22,3	15,8
30	36	33,6	23,9	26,7	19	24	23,1	16,4

34. 3.^a—Cálculo de los estribos y disposiciones especiales de los mismos en los puentes normales (1).— El tablero de estos puentes se apoya, generalmente, en las orillas por intermedio de un cuerpo muerto, que ha de tener la anchura y longitud necesarias para que el terreno no reciba una presión mayor de la que puede resistir en buenas

(1) Las disposiciones más sencillas que se adoptan, generalmente, para los estribos de los puentes de circunstancias se encuentran detalladas en el 1.^{er} L—M de I de S y C, capítulo IV.

condiciones. Si esto no se logra con un cuerpo muerto sencillo, se colocan dos o varias vigas yuxtapuestas, asentándolas sobre una capa de tablonés que repartan la presión sobre mayor superficie.

Sean:

a = anchura del cuerpo muerto, en cm.

l = longitud del mismo, algo mayor que la anchura del tablero.

P = peso propio del tablero del tramo de estribo.

Q = peso del eje más cargado del carruaje tipo, o si se quiere mayor seguridad, el peso total del carruaje tipo, supuesto concentrado en un sólo eje.

e = anchura de llanta de la rueda de este carruaje.

r = resistencia del terreno en kg. por cm^2 . (V. tabla XII, párrafo 1).

Ha de verificarse:

$$\frac{1}{2} \left(\frac{P}{a l} + \frac{Q}{a e} \right) < r.$$

Según que sea mayor o menor la consistencia del terreno en las orillas, el cuerpo muerto se coloca a una distancia variable entre 1 y 3 m. del borde de la cortadura.

Las rampas de acceso no deben tener anchura menor de 3 metros, ni pendiente mayor de $\frac{1}{10}$.

En las pasaderas puede aumentarse la pendiente hasta $\frac{1}{5}$.

En puentes para carruajes pesados debe disminuirse la inclinación de la rampa de acceso hasta $\frac{1}{12}$ o $\frac{1}{15}$.

Cuando el acceso sea en curva, el radio mínimo de éstas debe ser 25 metros.

Cuando es necesario construir *cepas de estribo* (Fig. 42-A), con pilotes verticales, para sostener terrenos muy sueltos, hay que contrarrestar el empuje de las tierras por medio de tornapuntas, aplicándolos, siempre que se pueda, a la tercera parte de la altura de los pilotes R , a partir del terreno. Supongamos que a cada pilote se aplica un tornapunta y sean: n = número de pilotes de la cepa.

l = longitud de la cumbrera de la cepa o cuerpo muerto, en decímetros.

v = altura de la cepa, en decímetros.

Q = peso en kg. del eje más cargado del carruaje tipo.

Cada pilote de la cepa estribo ha de resistir un esfuerzo de compresión igual al que sufren los pilotes de las demás

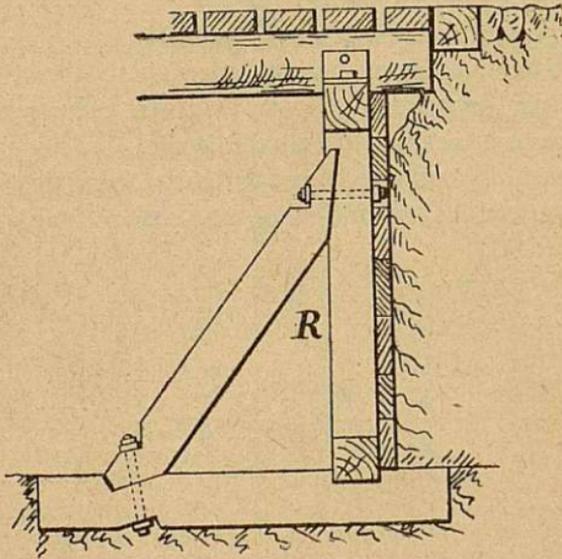


Fig. 42-A.

cepas del puente, aumentando en la componente vertical del empuje de las tierras, que tiene por valor:

$$[44]; \quad P = \frac{3}{4n} l v^2, \text{ kg.}$$

Además, cada pilote sufre un esfuerzo de flexión, aplicado al tercio de su altura, a partir del terreno, cuyo valor es:

$$[45]; \quad E = \frac{1}{n} (l v^2 + \frac{2}{3} Q), \text{ kg.}$$

Si los tornapuntas forman un ángulo α con la horizontal, cada uno debe resistir una compresión:

$$[46]; \quad F = \frac{E}{\cos \alpha}.$$

35. Disposiciones especiales de los estribos.—Tratándose de un puente semipermanente, cuyo tablero esté sujeto a pequeñas variaciones de nivel, conviene formar el estribo con una cepa baja de pilotes P (Fig. 42-B). Entre las piezas C de la cumbrera cepo, y sujetos a ellas con pernos,

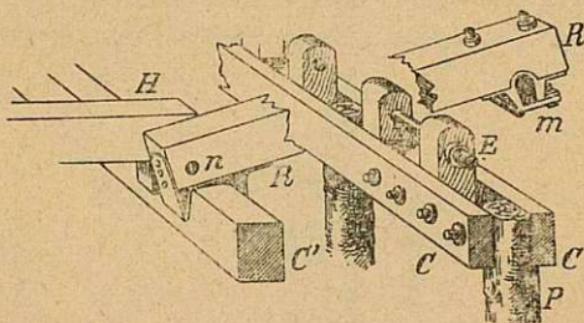


Fig. 42-B.

se colocan soportes o cojinetes de madera dura, destinados a sostener los ejes de hierro E. En estos ejes se apoyan los cojinetes *m*, atornillados a las vigas R del tramo de estribo.

Sobre la cumbrera C', colocada sobre el primer apoyo flotante, se cruzan las viguetas R y H de los dos tramos conti-

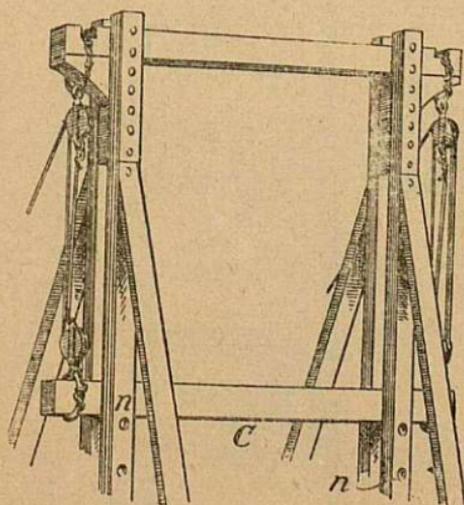


Fig. 43-A.

guos, haciéndose la unión de las cabezas de las mismas por intermedio de pasadores introducidos en los orificios *n*.

Si las variaciones de nivel son grandes, puede adoptarse la disposición que indica la fig. 43-A. La elevación o des-

censo de la cumbrera móvil, C, se realiza con ayuda de aparejos que, con los pasadores introducidos por los orificios *n*, contribuyen a sostener la cumbrera.

En los puentes para grandes cargas, construídos sobre barcas o pontones sujetos a grandes variaciones de nivel, se dispondrán los tramos de estribo y demás tramos móviles en la forma que indica la figura 43-B. Las cumbreras móvi-

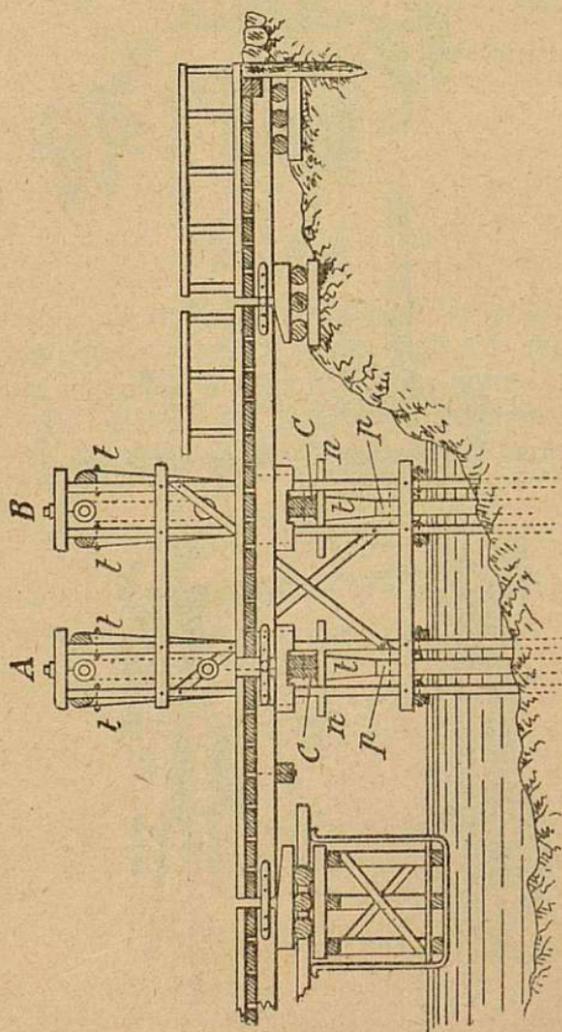


Fig. 43-B.

les, C, se elevarán o bajarán con la ayuda de poleas diferenciales colgadas de los caballetes A y B, situados exteriormente al tablero a los dos costados del puente, y se dejarán fijas en su posición definitiva apoyándolas en pasadores de hie-

ro, n , sostenidos por los pies de dichos caballetes. Estos últimos se enlazarán por tornapuntas, t , a los pilotes bajos, p .

La pendiente ascendente o descendente de los tramos móviles, en altas o bajas aguas, respectivamente, no debe exceder en ningún caso del 6 al 8 por 100.

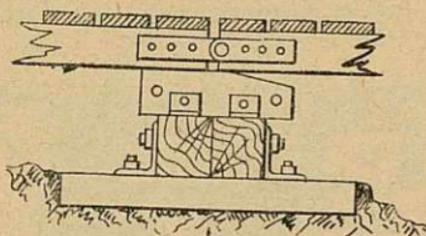


Fig. 43-C.

En la fig. 43-C se indica el detalle de la articulación de las viguetas giratorias; en la fig. 43-D, el que corresponde a la suspensión de las cumbreras móviles, formadas, en este caso, por dos viguetas laminadas de perfil doble, T, con una vi-

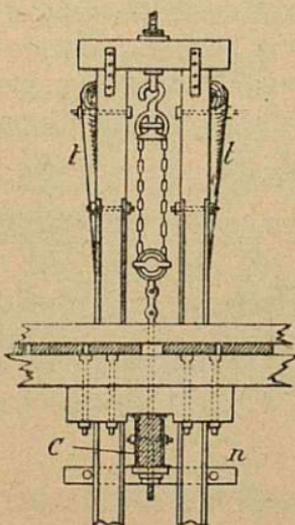


Fig. 43-D.

gueta de madera intermedia. Los pies de los caballetes van reforzados por chapas de hierro en la parte en que se hallan practicados los distintos orificios para los pasadores, n , antes citados.

(Fig. 44.) Disposición que puede emplearse en los puentes normales para cargas muy pesadas, cuando las viguetas, V, del pavimento están constituidas por dos viguetas laminadas que comprenden otra intermedia de madera, a la que se unen por medio de pernos.

El estribo está formado por una cepa baja de pilotes, P; a la cumbrera, cepto de la misma, se une la vigueta intermedia

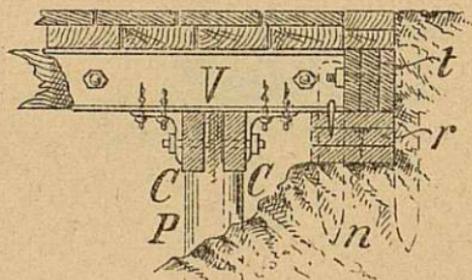


Fig. 44.

de madera por medio de escuadras de hierro y tirafondos. Los trozos de tablón, *r*, sirven de asiento a una viga de tope, *t*, formada por dos o tres tablones yuxtapuestos. Entre los trozos de tablón, *r*, se hincan piquetes, *n*, para sostener el tope.

(Fig. 45-A.) Las viguetas, V, están formadas por dos tablo-

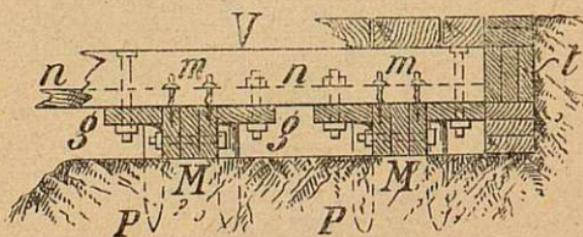


Fig. 45-A.

nes de canto que comprenden a una vigueta doble, T, laminada. Se apoyan sobre un doble cuerpo muerto, M, quedando éstos sujetos al terreno por varios piquetes. Cruzándose con las viguetas, por debajo de ellas, se colocan tablones-garras transversales *g*, unidos a las viguetas con pernos. La sujeción de las garras, *g*, va asegurada por tacos de madera longitudinales, *n*, dispuestos sobre los cuerpos muertos en los espa-

cios que queden libres entre las viguetas. Con tirafondos, *m*, se unen los tacos, *n*, a los cuerpos muertos.

Sobre estribos de fábrica se pondrá el cuerpo muerto como se indica en la fig. 45-B. Las viguetas metálicas se sujetarán a aquél por medio de escuadras.

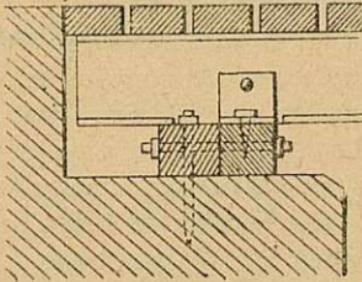


Fig. 45-B.

Si es necesario elevar la rasante del tablero sobre el terreno natural, tanto el tramo de estribo como alguno de los si-

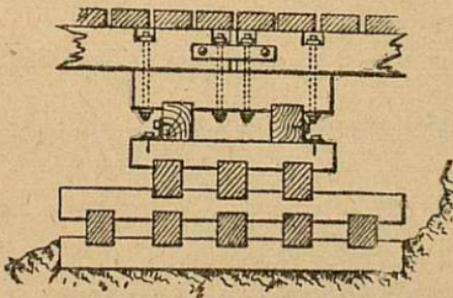


Fig. 45-C.

guientes, próximos a las orillas, pueden asentarse sobre apoyos fijos formados por piezas de madera apiladas, tales como el que se representa en la fig. 45-C.

Disposición y cálculo de los apoyos del tablero.

A.— Puentes de barcas

36. Casos de aplicación.—Son convenientes para el paso de rios anchos, profundos y de corriente rápida.

Longitud de las barcas = $3 \div 4$ veces la anchura del puente.

Volumen mínimo de las mismas para utilizarlas como apoyos = $10 \div 12$ metros cúbicos.

37. Fuerza práctica de flotación.—El volumen exterior, V , de la barca, en metros cúbicos, se determina multiplicando el área de su sección media por la longitud de la barca o formando el producto de las tres dimensiones de aquélla, convenientemente reducidas.

El volumen útil V' , en m^3 , único con que debe contarse para mayor seguridad, se determinará del modo siguiente. Se carga el flotante con sacos de tierra hasta que las bordas queden a 20 ó 30 cm. del nivel del agua.

El número que mide el peso de la carga, aumentado en el peso de la barca, expresado en toneladas, es igual al número que mide el volumen útil V' , expresado en m^3 . A falta de sacos, se puede cargar el flotante con soldados sin equipo ni armamento, contando con que cada uno pesa 65 kg. por término medio, si no se conoce su peso exacto.

Sean:

b = peso de la barca en kg.

t = peso del tablero de un tramo (párrafo 23).

P' = sobrecarga en kg.

La suma $P = P' + t$ se encuentra en la tabla XXXIX, párrafo 58.

F = fuerza práctica de flotación, en kg. Su valor es:

$$[47]; \quad F = 1000 V' - b = P' + t = P$$

de la que se puede deducir P' o V' , según los datos.

Si por las malas condiciones de las barcas conviene aumentar el coeficiente de seguridad, se tomará para sobrecarga práctica $1,25 \div 1,33 P'$, y entonces se tendrá, por ejemplo:

$$[48]; \quad P' = \frac{1000 V' - (t + b)}{1,25}$$

$$[49]; \quad V' = \frac{1,25 P' + t + b}{1000}$$

Aumentando V' en el volumen v que aproximadamente corresponda a 20 ó 30 cm. de puntal, medidos desde las bordas, se tendrá el volumen total V que aproximadamente ha de tener el flotante o grupo de flotantes.

Calculada la máxima sobrecarga admisible, P' , por la fórmula [48], y formada la suma $P' + t$, la tabla da la luz del tramo que se puede emplear con flotantes de volumen útil conocido, si se dispone de viguetas de escuadría suficiente.

38. Disposición y cálculo del tablero. a) Apoyos formados por un solo flotante. (Véase párrafos 20 a 36). Las viguetas del tablero se pueden apoyar en cuatro bordas (fig. 40), o en tres solamente (fig. 47). Esta última disposición

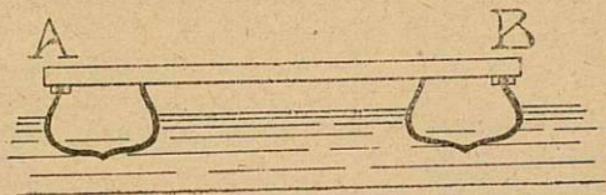


Fig. 46.

que permite aumentar la longitud del tramo, no se empleará más que disponiendo de barcas muy resistentes. En cualquiera de los dos casos, se puede tomar como luz de la vigueta la

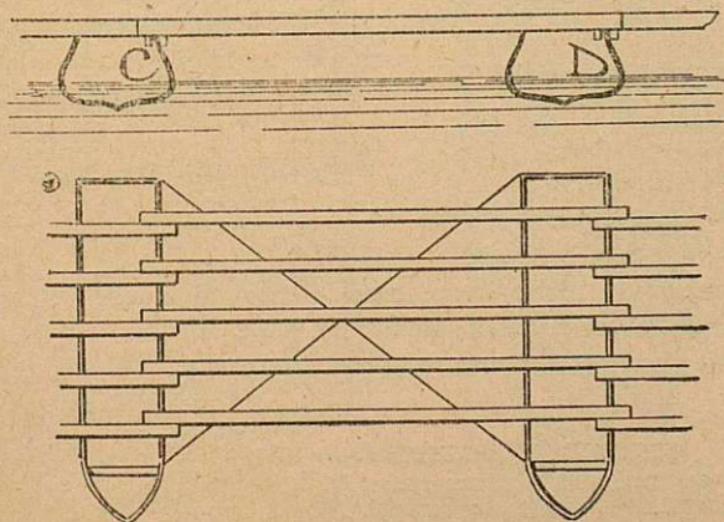


Fig. 47.

distancia que separa a las dos bordas contiguas de los dos flotantes; pero para mayor seguridad es preferible tomar como luz de la vigueta la distancia que separa a las garras de los extremos de la misma.

Las barcas más pesadas y de mayor resistencia y capacidad

se reservan para los tramos de estribo o próximos a los estribos, si los primeros apoyos son caballetes.

Los extremos de las viguetas que quedan yuxtapuestos y apoyados sobre las bordas se unen juntos a éstas últimas por

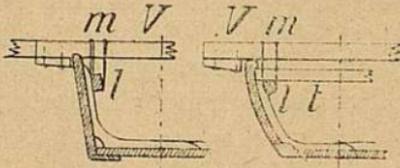


Fig. 48.

medio de una ligadura.

Estas ligaduras *m* (figura 48), se hacen firmes en listones *l* clavados directamente en las curvas o sujetos a travesaños *t* fijos a las bordas.

Antes de colocar las viguetas *V* se dejan las dos barcas contiguas unidas por amarras cruzadas (fig. 47).

Las diferentes disposiciones que se adoptan cuando es preciso elevar o rebajar la altura de las bordas se encuentran detalladas en el 2.º L — M de I de las C de 2.ª c; capítulo II.

39. b). Organización de los apoyos flotantes en los puentes normales reforzados, para cargas muy pesadas.—Cuando en los puentes normales reforzados han de emplearse dos o tres

barcas para formar los apoyos, se disponen los flotantes como indica la figura 49. Entre los costados de babor y estribor contiguos se coloca un tablón o vigueta, suspendida con ligaduras

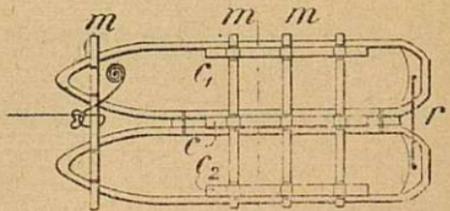


Fig. 49.

de una de las bordas, para formar defensa que evite los choques de los costados de las barcas. Estas quedan unidas por varias viguetas de borda, *m*, y una amarra *r*, fija en las popas.

Sobre las viguetas *m* se colocan las cumbreras *c*₁ *c* y *c*₂, engarrando, ligando o clavando sobre la central *c*, los extremos de las viguetas del tablero.

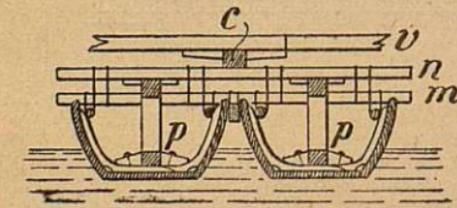


Fig. 50-A.

Si ha de elevarse la altura de las bordas, o éstas no tienen la suficiente resistencia, se dispone un caballete *p* en el centro de cada barca (figura 50-A). Sobre

las viguetas cortas *n*, apoyadas en los caballetes, se coloca y amarra la cumbrera *c*. Esta pieza sirve de apoyo a las viguetas *v* del tablero, que pueden ser viguetas de madera o de acero, de sección doble T.

Si las barcasas o pontones tienen cubierta y son, por tanto, innecesarios los caballetes, las cumbreras de apoyo de las viguetas cortas *n* se colocarán sobre las cubiertas, sujetándose a ellas por medio de ejiones.

Cuando pueda utilizarse un solo flotante de suficiente anchura, se colocarán en él dos caballetes de varios pies, apoyados en una solera, arriostros entre si y dispuestos en la forma que indica la figura 50-B. Las cumbreras de los dos caballetes se enlazarán por medio de las cuatro viguetas cortas *c*, *c*, y cada dos de estas últimas por las riostras horizontales *r*, colocadas en dirección oblicua con respecto al eje del puente.

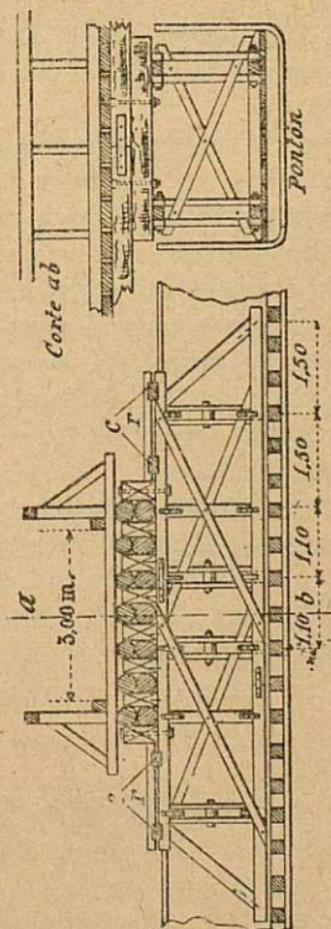


Fig. 50-B.

Estos puentes reforzados para cargas muy pesadas pueden llegar a exigir el empleo de apoyos formados por barcasas de 40 ÷ 50 toneladas, de 4 a 5 m. de manga por 20 a 25 metros de eslora. Empleando un solo flotante por apoyo se dispondrán en él tres caballetes: uno central y dos juntos a las bordas, bien arriostros con el del centro, sobre el cual ha de colocarse la cumbrera en forma análoga a la que indica la figura 50-A.

40. Anclajes. *a). Líneas de anclas.*—Por medio de banderolas, una en cada orilla, se marca la situación de dos líneas de anclas: una agua-arriba y otra agua-abajo del puente, paralelas a la dirección de este último.

Distancia de las líneas de anclas a las proas de agua-arriba

o agua-abajo de los flotantes = $10 \div 12$ veces la profundidad del río en la vaguada, como mínimo.

Si la velocidad de la corriente es inferior a 1,5 m. por segundo, y sobre todo si es muy débil, debe reducirse la distancia de las líneas de anclas, para evitar que los cabos de ancla de excesiva longitud, produzcan perjudiciales oscilaciones de los flotantes, en sentido longitudinal.

Si la corriente es rápida, se dará a los cabos de ancla mayor longitud, sin que la distancia de las líneas de anclas sea inferior al límite indicado, ni exceda del doble de dicho límite.

b). *Número y peso de las anclas.*—En los ríos de corriente débil, en los que no se deja sentir la acción de las mareas o vientos fuertes, no es necesario anclar todos los flotantes. Puede fondearse un ancla agua-arriba por cada dos flotantes y otra agua-abajo por cada cuatro. Pero en todos los casos, todo flotante anclado agua-abajo debe quedar también anclado agua-arriba del puente.

Para el anclaje de los flotantes en los puentes normales basta que las anclas tengan un peso comprendido entre 50 y 100 kg.

c). *Refuerzo de los anclajes.*—*Cabos de ancla y cadenas de anclaje.*—Cuando la corriente es muy rápida, sopla fuerte viento, o los flotantes son de gran capacidad, será preciso reforzar los anclajes. Además de fondear dos anclas para cada barca, una agua-arriba y otra agua-abajo, será necesario utilizar anclas de un peso mayor de 100 kg.; y si no se dispone

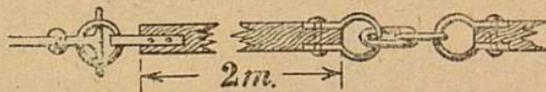


Fig. 51.

de ellas, se fondea en cada punto de anclaje un grupo de dos o tres anclas, empleando para cada una un cabo de ancla, y amarrando después los cabos al cable o cadena de anclaje fija al flotante. También puede aumentarse el peso de las anclas cargándolas con cadenas u otros objetos pesados, bien sujetos a los cepos de las anclas.

Los cabos de ancla son, generalmente, cuerdas de cáñamo de $20 \div 25$ n.º. de diámetro. Pero, si el puente ha de perma-

necesario tendido mucho tiempo, conviene sustituirlas por cables metálicos o por cadenas de hierro o de madera, formando estas últimas con eslabones de madera de encina, unidos entre sí por otros de hierro (fig. 51).

41. Anclaje con cuerpos perdidos.—Cuando no se dispone de anclas pueden improvisarse por los medios que se indican en el 1.º L — M de I de S y C; capítulo IV.

El peso de un *cuerpo perdido* o anclaje improvisado, necesario para anclar un flotante, tiene por valor aproximado:

$$[50]; \quad P = 100 A V^2 \text{ kilogramos,}$$

si se trata de barcas o pontones.

$$[51]; \quad P = 170 A V^2 \text{ kilogramos,}$$

cuando el flotante es una balsa.

En las dos fórmulas anteriores: V = velocidad de la corriente en m. por segundo: A = proyección de la superficie sumergida sobre un plano normal a la dirección de la corriente, expresada en m².

Estos anclajes son de empleo poco práctico, por las dificultades que se presentan en el fondeo de los cuerpos perdidos, muy voluminosos y de mucho peso.

42. Puntos de amarre a fiadores o a piquetes.—Cuando no es posible recurrir a los anclajes se emplean (figura 52), fiadores, $F F$, tendidos de una a otra orilla. El fiador es, generalmente, un cable de acero, de 16 a 20 mm. de diámetro, que se coloca a través del río, a 10 ó 20 m. del eje del puente y en su misma dirección. Se sostiene en las orillas por caballetes de dos o tres pies cruzados formando aspa o trípode, del que se cuelga una polea por la que pasa el fiador (fig. 145; párrafo 107).

Una vez tesado, para que no se sumerja, se amarra a una fila de estacones o árboles que tengan un diámetro 20 a 30 veces mayor que el del cable

Los pontones se unen al fiador por medio de amarras, las cuales se ligan al cable con un nudo de pata de cabra.

También pueden amarrarse las barcas o apoyos a las ori-

has (figs. 53 y 54), bien empleando piquetes, bien haciendo uso de anclas, masas de tierra, etc. (Véase 1.^{or} L — M de I de S y C; capítulo IV).

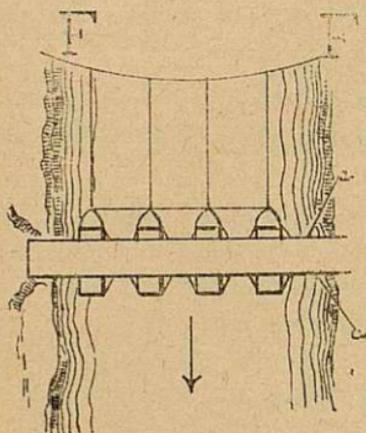


Fig. 52.

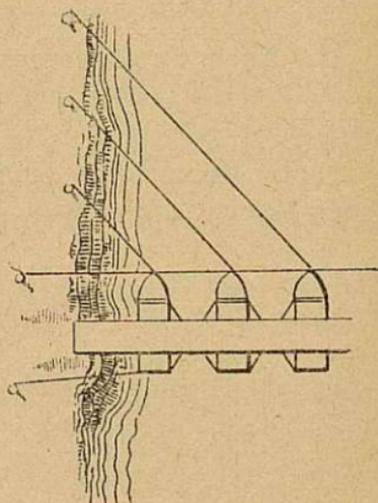


Fig. 53.

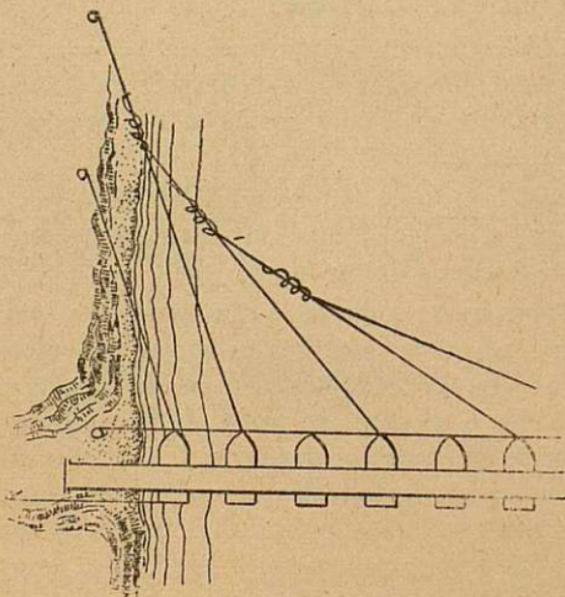


Fig. 54.

B.—Puentes de balsas.

43. 1.^o—Balsas de troncos de árboles. Casos de aplicación.—Conviene estos apoyos en rios donde la velocidad de la corriente $\leq 1,50$ metros por 1".

44. Volumen de un tronco de árbol.—Aproximadamente es:

$v = 0,03 l c^2$ en metros cúbicos, siendo l la longitud del tronco en metros y c su circunferencia media, en metros también.

45. Peso específico de la madera. — Puede hallarse:

1.º Pesando un cubo de la madera de los troncos, de 1 decímetro de lado, y expresando el peso en kg.

2.º Echando en el agua un trozo prismático sacado de la

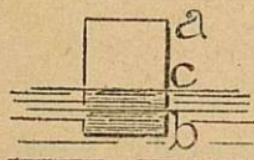


Fig. 55.



Fig. 56.

parte media de un tronco (fig. 55). Si designamos por $c b$ la altura de la parte sumergida, la densidad δ será:

$$\delta = \frac{c b}{a b}$$

expresando $a b$ y $b c$ en decímetros, por ejemplo.

3.º Dejando flotar un tronco en el agua, se halla la relación aproximada entre la sección sumergida s y la sección media S del tronco (fig. 56).

La densidad es, aproximadamente: $\delta = \frac{s}{S}$.

El peso del tronco, en kg., es: $p = \frac{v}{1000} \delta$.

46. Fuerza de flotación de una balsa.—Sean:

n = número de troncos que forman una balsa.

v = volumen medio de un tronco, en m^3 .

Δ = Peso en kg. de $1 m^3$ de la madera de los troncos
= 1000δ .

P' = sobrecarga máxima sobre un tramo del puente, en kg.
 t = peso propio del tablero de un tramo.

La suma $P' + t$ se encuentra en la tabla XXXIX, párrafo 58.

La fuerza absoluta de flotación, expresada en kg., es:

$$[52]; \quad F = v \cdot n (1000 - \Delta)$$

La fuerza práctica de flotación con que debe contarse, si la balsa no ha de estar mucho tiempo sumergida, es:

$$[53]; \quad F' = v \cdot n (1000 - 1,17 \Delta).$$

Pero si las balsas han de estar sumergidas mucho tiempo se hará:

$$[54]; \quad F' = v \cdot n (1000 - 1,25 \Delta).$$

Adoptando, por ejemplo, la fórmula [53], la sobrecarga máxima en un tramo, cuyo tablero pesa t kg., sólo podrá ser:

$$[55]; \quad P' = v \cdot n (1000 - 1,17 \Delta) - t.$$

Y si se fija la sobrecarga P' y el peso t como datos, el volumen total de los troncos de una balsa, en m^3 , será:

$$[56]; \quad V_1 = v \cdot n = \frac{P' + t}{1000 - 1,17 \Delta}$$

Véase tabla XXXVII. Esta tabla da tan sólo valores medios, suponiendo secas las maderas. La densidad del pino aumenta en $\frac{1}{10}$ de su valor normal a los diez días de inmersión, y en $\frac{1}{4}$ a los 45 días. Las maderas resinosas son las que absorben menos agua.

TABLA XXXVII

Peso del m³ y fuerza de flotación de algunas maderas.

MADERAS	Peso del metro cúbico Δ — kg.	Fuerza absoluta de flotación de 1 m ³ 1000— Δ — kg.	Valores de 1000 — —1,17 Δ — kg.	Valores de 1000— —1,25 Δ — kg.
Corcho	240	760	719	700
Alamo blanco.	511	489	402	361
Abeto amarillo o rojo..	657	343	231	179
Alerce	543	457	365	321
Pino blanco	553	447	353	309
Pino rojo	657	343	231	179
Olmo.	553	447	353	309
Castaño.	657	343	231	179
Nogal.	685	315	259	143
Fresno.	697	303	184	129
Peral.	734	266	141	82
Abedul	738	262	136	77
Haya	852	148	3	<0
Plátano	648	352	242	190
Arce.	645	355	245	194
Tilo.	604	396	293	245
Encina seca.	732	268	135	85
Encina recién cortada. . .	1170	<0	<0	<0

47. Cálculo de un puente de balsas de troncos de árboles.—Apoyos (fig. 57). Sean:

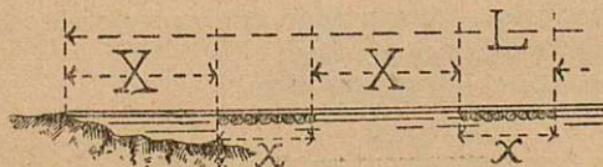


Fig. 57.

L = Longitud total del puente, en m., entre ejes de cuerpos muertos de ambas orillas.

X = distancia libre entre dos apoyos consecutivos, o luz de las viguetas.

x = anchura constante de una balsa.

p' = carga y sobrecarga uniforme por m. l. de puente. Su valor se deducirá de la tabla XXXIX, párrafo 58. Para ello, una vez fijada la máxima luz que se puede dar a las viguetas de que se dispone, se supondrá, sin error apreciable y en beneficio de la resistencia, que dicha luz es igual a la longitud l' de un tramo entre ejes de apoyos. Búsquese en la tabla:

P correspondiente a l' , y se tendrá $p' = \frac{P}{l'} = \frac{P' + t}{l'}$.

N = número total de troncos necesarios para formar todas las balsas del puente.

d = diámetro medio de los troncos. Se tiene:

$$[57]; \quad N = \frac{p' L}{v (1000 - 1,17 \Delta)}$$

Si resulta $N \cdot d < L$, pueden hacerse las *balsas sencillas*.
B = número total de balsas sencillas:

$$[58]; \quad B = \frac{L - N d}{X} - 1.$$

Se tomará para la fracción que entra en la fórmula [58] el número entero inmediato superior a su parte entera, si el cociente obtenido no es exacto. Ello hará disminuir el valor efectivo de X, en beneficio de la resistencia.

n = número de troncos en cada balsa sencilla = $\frac{N}{B}$. Si este

cociente no es exacto se toma el número entero inmediato superior a su parte entera.

x = anchura de una balsa sencilla = $n d$.

Si resultase $N d \geq L$ ha de repartirse el número total de troncos por balsa, construyendo éstas con varias tongadas. Se procede entonces como sigue:

Número de troncos en cada balsa:

$$n = \frac{P' + t}{v (1000 - 1,17 \Delta)} \quad (\text{fórmula 56}).$$

Número de balsas: $B = \frac{N}{n}$,

Fijada la anchura x que han de tener las balsas, indispensable para su mayor estabilidad, se repartirán los troncos en cada una, entre varias tongadas. El valor

$$[59]; \quad X = \frac{L - xB}{B + 1}$$

no debe exceder del límite que se haya fijado para la luz de las viguetas disponibles. Si resultase menor, ello sería en beneficio de la resistencia.

Ejemplo: Puente de 86 m. de longitud, para Infantería de a cuatro y Artillería de campaña, con carruajes de 1800 kilogramos como máximo.

Para viguetas: rollizos de pino, de 6 m. de longitud y 17 centímetros de diámetro.

Para las balsas: rollizos de 14 m. de longitud y 25 cm. de diámetro, de álamo blanco.

Sobrecarga por m. l. de puente = 800 kg. (párrafo 21).

Corresponde por m. l. a la vigueta más cargada: $p = 229$ kilogramos (tabla XXV).

Luz que se puede dar a las viguetas (tabla XXXI):

$$p l^2 \cdot \frac{6}{15} = 2311; \quad l = \sqrt{\frac{2311 \times 15}{6 \times 229}} = 5 \text{ m.}$$

Carga y sobrecarga por m. l. de puente para esta luz (tabla

XXXIX y véase párrafo 47): $p' = \frac{5050}{5} = 1010 \text{ kg.}$

Volumen de un tronco: $v = 0,08 \times 14 \times 0,785^2 = 0,694 \text{ m}^3$.

Número total de troncos [57]:

$$N = \frac{1010 \times 86}{279} = 312.$$

$$L = 86 > 312 \times 0,25 = 78.$$

Suma de longitudes libres entre las balsas = $86 - 78 = 8 \text{ m.}$
Siendo esta longitud insuficiente para dar a las viguetas la luz admisible y para evitar que los apoyos presenten excesiva re-

sistencia a la corriente, dada la anchura que resultaría para las balsas sencillas, se adopta el tipo de balsa de dos tongadas.

Número de troncos por balsa [56]:

$$n = \frac{5050}{279} = 18.$$

Colgando 9 en cada tongada, la anchura de cada balsa resulta ser: $x = 9 \times 0,25 = 2,25$ m.

$$\text{Número de balsas: } B = \frac{312}{18} = 18.$$

Luz que resulta a las viguetas:

$$X = \frac{86 - 2,25 \times 18}{19} = 5,05 \text{ m.}$$

48. Organización y construcción de las balsas. (1) —
Longitud mínima que deben tener los troncos = 12 m.

Para formar las balsas se elegirán los troncos que sean más rectos, más gruesos y de mayor longitud, con el fin de formar estos apoyos empleando el menor número posible de árboles y evitar así que presenten excesiva resistencia a la corriente.

Las cabezas de los rollizos que se dirigen hacia agua-arriba se cortan en chaflán, como se indica en la figura 58. Tanto



Fig. 58.

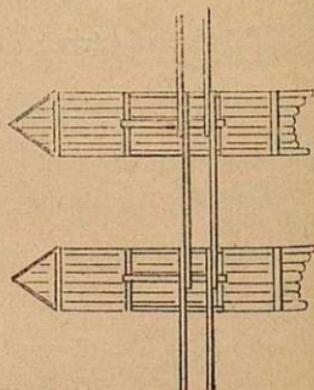


Fig. 59.

(1) Los detalles de construcción de las diferentes clases de balsas se encontrarán en el 2.º L - M de I de las C de 2.ª c; capítulo III.

uno como otro extremo de cada tronco debe enlucirse de alquitrán, para evitar que la madera absorba mucha agua en el momento en que se sumerge.

La figura 59 indica la disposición de las viguetas del tablero.

Estas deben apoyarse por cada uno de sus extremos en dos cumbreras, por lo menos. Las viguetas del tramo de estibo se apoyarán en las tres cumbreras de la primera balsa.

49. 2.º—Balsas de haces de cañas.—Con ellos pueden construirse pasaderas flotantes para infantería de a dos y en hilera. No deben utilizarse más que en ríos de corriente débil, porque la escasa fuerza de flotación de las balsas obliga a colocarlas juntas para formar un puente continuo, de un solo tramo.

La fuerza de flotación de los haces depende de su diámetro, del de las cañas y de la longitud de las mismas. Así, pues, será preciso determinarla en cada caso particular. Pero pueden tenerse en cuenta los datos siguientes:

Las cañas de 18 a 22 mm. de diámetro tienen una fuerza de

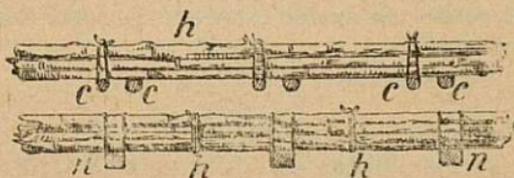


Fig. 60.

flotación de $0,07 \div 0,15$ kg. por metro de longitud. Y tres haces de estas cañas, de 25 cm. de diámetro y 3 m. de longitud, ofrecen, con exceso, la fuerza de flotación suficiente para soportar el peso de un hombre.

Construcción.—Sobre tres largueros *n* (fig. 60), de 4 a 6 m. de longitud, se colocan juntos los haces de cañas *h*, ligándolos a los largueros. Organizadas así las balsas, se unen todas por las cabezas de los largueros *n* para formar el puente.

Si se desea mayor fuerza de flotación, se colocan entre las balsas así organizadas otras análogas, pero en las que los haces de cañas van asentados juntos sobre tres cuerdas dobles *c c* (fig. 60, parte superior), que reemplazan a los largueros de la balsa inferior, y a las cuales se ligan los haces alternativamente.

50. 3.º—Balsas de toneles. Casos de empleo.—Siempre que la velocidad de la corriente no exceda de 2 m. por

segundo. Para formar las balsas se utilizan, preferentemente, los toneles de vino, petróleo y alcohol.

51. Volumen de un tonel (fig. 61).—Si el tonel es de sección circular:

$$[60]; \quad V = 0,09 (d + 2 D)^2 H$$

si es de sección elíptica:

$$[61]; \quad V = 0,087 \left(A + B + \frac{a + b}{2} \right)^2$$

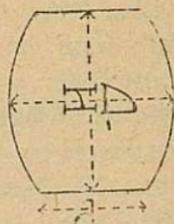


Fig. 61.

siendo A, B, a, b los ejes de la sección media y del fondo.

52. Fuerza absoluta de flotación de un tonel.—Prácticamente, la fuerza absoluta de flotación de un tonel, expresada en kg., es igual al número que mide su capacidad expresada en litros. Esto se debe a que el peso del tonel es, aproximadamente, igual al peso del volumen de agua desalojado por la madera de que suelen estar contruídos. Así, pues:

$$[62]; \quad F = V$$

expresando en litros la capacidad V .

53. Fuerza de flotación de una balsa de toneles.—Siendo n el número de toneles que forman la balsa, y prescindiendo del bastidor, la fuerza absoluta de flotación de la misma es:

$$[63]; \quad F' = n V.$$

Pero para mayor seguridad, y para disminuir la resistencia que las balsas presentan a la corriente, tanto mayor cuanto más se sumerge el flotante, se tomará como fuerza práctica de flotación, cuando la velocidad de la corriente llegue a ser de 1,50 m. por segundo:

$$[64]; \quad F' = 0,85 n V;$$

y si la corriente es más rápida, convendrá tomar:

$$[65]; \quad F' = 0,75 n V.$$

Siendo $P = P' + t$ = peso de la sobrecarga máxima en un tramo, más el peso propio del tablero (tabla XXXIX, párrafo 58) se deduce

Número de toneles de V litros en cada balsa:

$$[66]; \quad n = \frac{P' + t}{0,85 V} = \frac{P}{0,85 V}$$

Si la corriente es débil:

$$[67]; \quad n = \frac{P}{V}$$

Sobrecarga máxima en un tramo, apoyado en balsas de n toneles de V litros:

$$[68]; \quad P' = 0,85 n V - t$$

$$[69]; \quad P' = n V - t$$

según sea la velocidad de la corriente.

TABLA XXXVIII

Número de toneles en cada balsa.

CLASE DE PUENTE (V. tabla XXXIX y párrafo 20)	Luz del tramo <hr/> m	Número de toneles por balsa						Carga tipo sobre el tramo = P <hr/> kg.
		Capacidad en litros = V						
		600	320	220	180	160	112	
Pasaderas de 1 m. de anchura para Infantería (P. I.)	3		2	4	4	5	7	780
	4		3	5	6	7	9	1040
	5	2	4	6	7	8	12	1300
	6	3	5	7	9	10	14	1560
Pasaderas de Caballería (P. C.)	3	3	5	7	9	10	14	1560
	4	3	6	9	12	13	19	2080
	5	4	8	12	14	16	23	2600
	6	5	10	17	17	20	28	3120
Puentes de vanguardia (P. V.)	3	5	9	14	17	19	27	3030
	4	7	13	18	22	25	36	4040
	5	8	16	23	28	32	45	5050
	6	10	19	27	34	38	54	6060
Puentes normales de columna o puen- tes de marcha (P. M.)	3	8	15	22	27	35		4920
	4	9	18	26	31	35		5660
	5	10	18	27	33	37		5900
	6	11	21	31	38	43		6830

Observación.—Los resultados de esta tabla corresponden a la fórmula: $n = \frac{P}{V}$. Se obtiene con ellos suficiente seguridad, puesto que no se ha tenido en cuenta la fuerza de flotación correspondiente a los bastidores de las balsas. Esto no obstante, cuando la velocidad de la corriente sea mayor de 1,5 m. por segundo, convendrá atenerse a los resultados que da la fórmula [66].

54. Organización de las balsas de toneles (1).—Longitud mínima de las balsas = 6 m., o cuando menos el doble de la anchura del puente. La anchura debe ser tanto mayor cuanto mayor es la altura del tablero sobre el nivel del agua y mayor es la longitud de los tramos.

C. Puentes de caballetes.

55. Casos de aplicación.—1.º En ríos profundos, en los que no se puedan emplear flotantes. 2.º En ríos de fondo homogéneo y resistente, cuya profundidad máxima no exceda mucho de $2,50 \div 3$ metros, siendo menor de 1,50 metros la velocidad de la corriente.

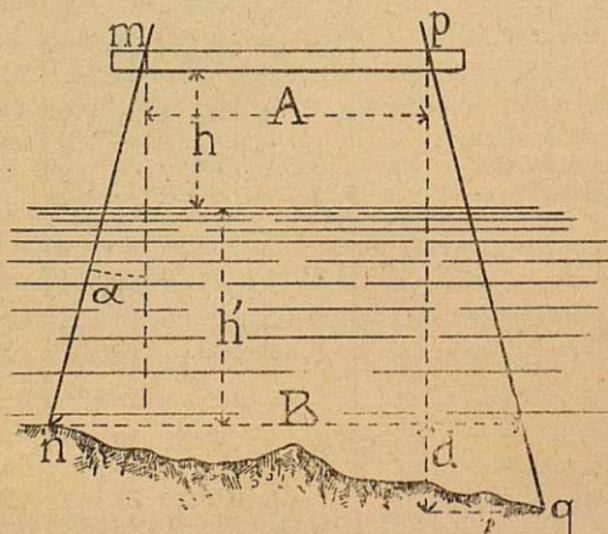


Fig. 62.

56. Caballetes de cuatro pies. Montea del caballete (figs. 62 y 63).—Sean: n = número de viguetas por tramo,

(1) Véase el 2.º L — M de I de las C de 2.ª c; capítulo III.

que se suponen igualmente espaciadas; e = distancia constante entre ejes de dos viguetas contiguas; a = ancho o diámetro de una vigueta; b = canto o grueso de la misma; h = distancia desde la cara inferior de la cumbrera a la superficie del agua (conviene que no sea menor de $0,60 \div 1$ metro); h' = profundidad que acusen los perfiles transversales al hacer el sondeo.

La inclinación que debe darse a los pies del caballete, con relación a la vertical, es: $\frac{1}{10} \div \frac{1}{5}$ en sentido perpendicular al eje del puente; $\frac{1}{4}$ en sentido longitudinal.

Suponiendo que una de las viguetas extremas se encuentra adosada a la parte del pie que sobresale por encima de la cumbrera, designamos por S la distancia que separa a las caras contiguas del pie y de la vigueta, medida sobre la cara superior de la cumbrera.

Los valores de S son los siguientes:

$S = 0$; para pies que no sobresalen por encima de la cumbrera.

$S = \frac{1}{5} b$; para pies inclinados al $\frac{1}{10}$.

$S = \frac{2}{5} b$; para pies inclinados al $\frac{1}{5}$.

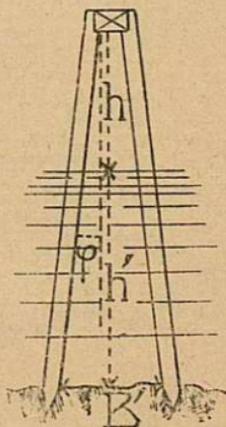


Fig. 63.

La dimensión A (fig. 62), debe ser, como mínimo:

$$[70]; \quad A = (n - 1) e + 2 a + S + 0,20$$

y la

$$B = \begin{cases} \frac{1}{5} (h + h') + A \text{ para pies al } \frac{1}{10}; & [71] \\ \frac{2}{5} (h + h') + A \text{ para pies al } \frac{1}{5}; & [72] \end{cases}$$

$$[73]; \quad B' = \frac{1}{2} (h + h'). \quad (\text{Fig. 63}).$$

Longitud del pie menor, o de los dos, si son iguales

$$m n = 1,005 (h + h') \text{ para pies al } \frac{1}{10}; \quad [74]$$

$$m n = 1,02 (h + h') \text{ » » al } \frac{1}{5}; \quad [75]$$

Longitud del pie mayor:

$$p q = 1,005 (h + h' + d) \text{ para pies al } \frac{1}{10}; \quad [76]$$

$$p q = 1,02 (h + h' + d) \text{ » » al } \frac{1}{5}; \quad [77]$$

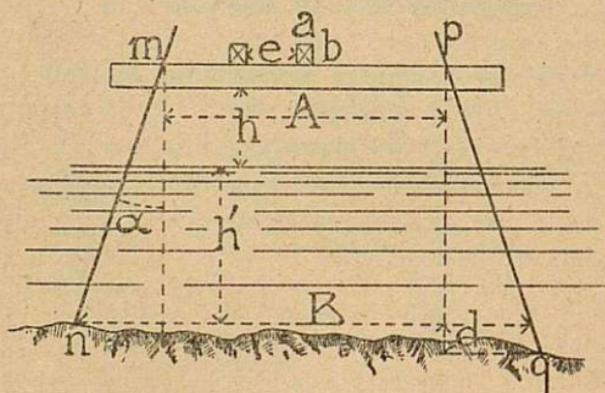


Fig. 64.

57. Caballetes de dos pies. Montea del caballete (fig. 64).—Se emplean las mismas notaciones del párrafo anterior.

Inclinación más conveniente para los pies con relación a la vertical = $\frac{1}{3} \div \frac{1}{4}$. También se les puede dar la inclinación de $\frac{1}{6} \div \frac{1}{10}$ si se hincan un poco en el fondo.

$S = 0$; para pies que no sobresalen por encima de la cumbrera.

$$S = \frac{1}{2} b; \text{ pies inclinados } \frac{1}{4}.$$

$$S = \frac{2}{3} b; \text{ pies inclinados } \frac{1}{3}.$$

La dimensión A, como mínimo, ha de ser:

$$[78]; \quad A = (n - 1) e + 2 a + S + 0,20 \text{ metros.}$$

La dimensión B:

$$B = \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{2} (h + h') + A; \text{ pies al } \frac{1}{4}; \quad [79] \\ \frac{2}{3} (h + h') + A; \text{ pies al } \frac{1}{3}; \quad [80] \end{array} \right.$$

Longitud $m n$ del pie más corto, o de los dos pies si son iguales:

$$m n = 1,0307 (h + h'); \text{ pies al } \frac{1}{4}; \quad [81]$$

$$m n = 1,0541 (h + h'); \text{ pies al } \frac{1}{3}; \quad [82]$$

Longitud del pie más largo:

$$p q = 1,0307 [(h + h') + d]; \text{ pies al } \frac{1}{4}; \quad [83]$$

$$p q = 1,0541 [(h + h') + d]; \text{ pies al } \frac{1}{3}; \quad [84]$$

siendo d la diferencia de nivel entre los puntos n y q .

Claro está que si se adopta para los pies la inclinación de $\frac{1}{10}$, con respecto a la vertical, deben calcularse las dimensiones del caballete por las fórmulas [70], [71], [74] y [76] del párrafo anterior.

58. Cálculo de los caballetes. a) Cumbreiras.—En beneficio para la resistencia, se supondrá uniformemente distribuido sobre cada cumbre a el peso completo del tablero de un tramo, aumentado en el peso de su máxima sobrecarga.

Esta hipótesis proporciona un momento de flexión mayor que el producido por el eje más cargado del carruaje tipo, colocado sobre la cumbrera y en combinación con las demás cargas que insisten en el tramo. La tabla XXXIX, que se incluye a continuación, contiene el peso total que insiste sobre una cumbrera de l metros de longitud entre apoyos, siendo l' metros la longitud del tramo (V párrafo 20 a 24 y tablas II a X).

TABLA XXXIX

APOYOS DEL TABLERO

Cargas sobre las cumbreras y apoyos flotantes.

TIPO DE SOBRECARGA	Longitud de la cumbrera entre apoyos l' ...	Peso total P, repartido, que carga sobre la cumbrera o apoyo, para una luz del tramo, en metros, $l =$					
		3	4	5	6	7	8
	<i>ms.</i>	<i>kg.</i>	<i>kg.</i>	<i>kg.</i>	<i>kg.</i>	<i>kg.</i>	<i>kg.</i>
Infantería en hilera.....	1	780	1040	1300	1560	1820	2080
Idem de a dos	2	1560	2080	2600	3120	3640	4160
Idem de a cuatro.....	3	3030	4040	5050	6060	7700	9640
Idem en desorden	3	4230	5640	7050	8460	10500	12840
Caballería de a uno y artillería de montaña en columna de carga	2	1260	1680	2100	2520	2940	3360
Caballería de a dos y artillería de montaña en columna de a dos.....	3	2430	3240	4050	4860	6300	8040
ARTILLERÍA DE CAMPAÑA							
$Ct = 1800$ (1200) — 4 cab.....	3	2610	3320	3530	4420	5760	6900
$Ct = 2700$ (2400) — 6 cab.	3	3510	4220	4430	5320	6660	7800
$Ct = 4000$ (3300) — 8 cab.....	3,5	4920	5660	5900	6830	8310	9640
ARTILLERÍA DE POSICIÓN							
$Ct = 7000$ (4200) — 8 cab.....	3,5	8380	9280	9680	10760	11660	12060
Convoy de carros catalanes de 4000 kg. con tiro de cuatro mulas.....	3	5220	5680	6230	6690	7530	9000
Convoy de camiones automóviles Hispano S. a dos metros uno de otro							
$Ct = 7700$ (5200)	3	6400	6800	9700	10100	15700	16100
Tractor Latil, que arrastra un eje de 2000 kg. a un m. del gancho de tracción							
$Ct = 7800$ (4340)	3,5	9180	9580	9980	12380	12780	13180

Observaciones a la tabla XXXIX.—1.^a En el peso P va incluido el del tablero del tramo, el de sirvientes, conductores y caballerías de a rastro.

2.^a Se han tomado como tipos los carruajes en los que la carga resulta concentrada en menor longitud.

3.^a La notación $C t = 7000 (4200) - 8$ cab., por ejemplo, quiere decir: Carruaje tipo de 7000 kg. de peso total, con 4200 kg. en el eje más cargado, arrastrado por 8 caballos.

4.^a Para hallar la escuadría de la cumbrera, cuando sobre ella se supone la carga P uniformemente repartida, fórmese el producto $p l^2 = P l$, del peso P por la longitud l que indica la segunda columna, y acúdase a las tablas XXXII, XXXIII y XXXIV, párrafos 27 y 33.

59. Cumbreras con más de dos puntos de apoyo.—Si la cumbrera tiene un número de puntos de apoyo mayor de dos (caballetes altos con solera o cepas de pilotes), se deducirá el máximo momento de flexión en los apoyos (tabla XVIII, párrafo 8), y con arreglo a este dato se calculará la escuadría por la fórmula general:

$$[85]; \quad m = \frac{R a b^2}{6}$$

suponiendo, por ejemplo, que la sección es rectangular.

Este método de cálculo proporciona un exceso de resistencia, puesto que las viguetas del tablero deben quedar colocadas sobre los montantes del caballete o los pilotes de las cepas. También se puede calcular, con exceso de seguridad, suponiendo que el peso T de la rueda más cargada se aplica sobre la cumbrera en el punto medio de la distancia d entre ejes de dos pies o pilotes contiguos, y calculando la escuadría por la fórmula:

$$[86]; \quad \frac{1}{4} T d + \frac{1}{8} \frac{P'}{n-1} d = \frac{R a b^2}{6}$$

en la que P' = peso propio repartido que corresponde al tablero de un tramo completo o al de los dos semitramos contiguos, aumentado en el peso de conductores sirvientes y caballerías.

n = número de apoyos de la cumbrera.

Si la cumbrera está formada por dos piezas ceptos, cada uno de éstos se calculará por la fórmula [85] o por la [86], según la hipótesis admitida, como si cada uno de ellos hubiera de recibir toda la carga.

60. b).—1.º **Pies que reciben la carga directamente de la cumbrera.**—Caballetes de dos pies sencillos (fig. 65).

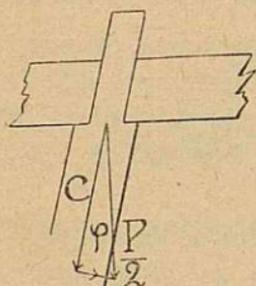


Fig. 65.

Compresión que sufre cada pie, inclinado $\frac{1}{3}$ o $\frac{1}{4}$:

$$[87]; \quad C = \frac{P}{2 \cos \varphi} = 0,52 P.$$

Si están inclinados $\frac{1}{10}$ se hará $C = 0,50 P$, siendo P la carga total repartida sobre la cumbrera (tabla XXXIX).

Caballetes de dos pies dobles y caballetes de cuatro pies (figs. 67 a 69). Carga sobre cada pie: $C = 0,25 P$.

Caballetes de varios pies que forman puntos de apoyo intermedios para la cumbrera (figs. 76 a 79). En estos tipos de caballetes, el número de pies suele oscilar entre tres y seis.

Admitiendo que la cumbrera ha de soportar una carga uniformemente repartida de P kg. en toda su longitud, la compresión mínima que ha de tomarse como tipo para calcular la esquadria de los pies será la siguiente (V. tabla XVIII, párrafo 8, caso 14):

$$[88] \left\{ \begin{array}{l} C = 0,625 P \text{ si hay 3 pies} \\ C = 0,366 P \text{ » » 4 »} \\ C = 0,286 P \text{ » » 5 »} \\ C = 0,226 P \text{ » » 6 »} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Se suponen todos los} \\ \text{pies o montantes} \\ \text{igualmente espacia-} \\ \text{dos.} \end{array}$$

La esquadria o diámetro de los pies del caballete se deduce inmediatamente de la tabla XL que figura a continuación. Si fuera preciso el cálculo, en otros casos se recurrirá a las tablas XII y XIV, párrafo 4.

2.º Pies que reciben la carga por intermedio de cuerdas o cadenas de suspensión (fig. 66). La cadena o cuerda no debe quedar nunca vertical. El valor práctico y mínimo del ángulo α es $2.º \div 3.º$. Para este último valor, la distancia mn desde la cara interior del pie al punto de suspensión n es, aproximadamente, 5 centímetros por cada metro que tenga la longitud mr , para pies al $\frac{1}{3}$, y 6 centímetros para pies al $\frac{1}{4}$.

Siendo P el peso de un tramo completo con su sobrecarga (párrafo 58), y $\alpha = 3.º$, la tensión de la cuerda o cadena de suspensión es:

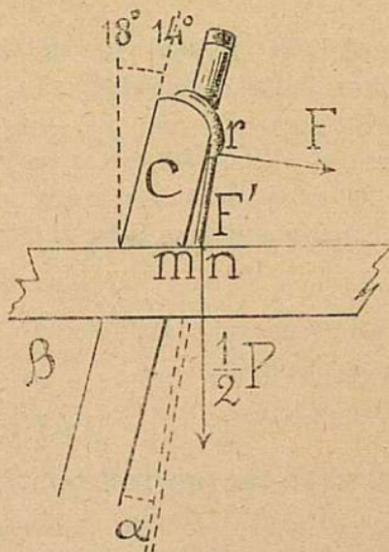


Fig. 66.

$$[89]; \quad F' = 0,52 P = \frac{P}{2 \cos 15^\circ}.$$

El valor que se acaba de indicar y los que se incluyen a continuación, son aproximadamente los mismos para pies inclinados $\frac{1}{3}$ o $\frac{1}{4}$ con relación a la vertical.

Compresión que sufre el pie:

$$[90]; \quad C = 0,51 P = F' \cos \alpha.$$

Componente que origina la flexión en la parte superior del pie:

$$[91]; \quad F = 0,026 P = F' \sin \alpha.$$

Comprobación de la resistencia del trozo superior del pie:

El momento de flexión que produce la componente F es:

$$M = F \times mr.$$

El coeficiente de trabajo en kg. por m² que se haya fijado como aceptable, debe ser mayor o igual que

$$[92]; \quad R' = \frac{M}{\frac{I}{v}} + \frac{C}{\omega},$$

siendo I el momento de inercia de la sección y ω la sección conocida del pie en m².

Parte inferior del pie.—Será la única que haya de calcularse, si la longitud *m r* es pequeña y la cadena de suspensión se ha colocado de la manera indicada anteriormente.

Compresión que sufre el trozo inferior del pie:

$$C = 0,51 P.$$

La escuadría o diámetro de los pies se deducirá haciendo uso de la tabla XL.

TABLA XL

Cargas que pueden soportar los pies de caballete (1.)

$$R' = 50 \text{ kg. por cm}^2.$$

Rolizo de diámetro <i>d</i> — cm.	Sección cuadrada de lado <i>a</i> — cm.	Cargas en kg. para una longitud de pie, en metros, desde el terreno a la cumbrera								
		2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	6	7
		8	7	1126	832	650	516	420	300	201
9	8	165	1310	1050	820	680	560	300	200	150
10	9	2350	1861	1536	1240	1040	860	500	350	250
11	10	3125	2580	2126	1762	1470	1238	800	500	350
12	11	4070	3 70	2890	2385	2060	1720	1100	700	500
13	12	5022	4335	3 20	3183	2730	2360	1500	950	700
14	12,5	56 0	4890	4200	3606	3095	2670	2000	1300	950
15	13,5	6840	6160	5300	4550	3890	3470	2600	1700	1300
16	14,5	81 55	7360	6350	5660	5040	4320	3 00	2200	1600
17	15	8980	7850	7032	6270	5380	4790	4200	2800	2100
18	16	10525	9250	8302	7420	6615	5880	5200	3500	2600
19	17	14450	10803	9722	9032	8050	7180	6390	440	3200
20	18		12520	11300	10510	9385	8360	7500	5400	4000
21	19		14405	13040	12150	10870	9582	9000	6600	4800
22	19,5		15202	14242	12820	11 910	10610	9900	7800	5800
23	20,5		17307	15741	14680	13160	12200	11300	9100	6900
24	21,5		23150	17890	16725	15020	13940	12900	10700	8200
25	22,5			20230	18952	17060	15850	14700	12600	9700
26	23			21107	19780	18450	17160	15400	13200	11200
27	24			23680	2 260	20000	18630	17340	15000	12800
28	25			25700	24150	22580	21025	19600	16800	14400
29	26			33800	26980	25270	23580	2 000	18900	16200
30	27				29088	27260	25420	24600	21120	18100

(1) Es también utilizable para el cálculo de los pilotes en los puentes de esta clase.

Observaciones sobre la tabla anterior.—1.^a Se ha reducido el coeficiente normal de trabajo a $R' = 50$ kg. por cm^2 , y a veces a un valor inferior, teniendo en cuenta que es muy imperfecto el empotramiento del extremo inferior del pie, cuando sólo se apoya o se hinca ligeramente en el terreno.

2.^a Si se desea que el pie sea de *sección rectangular*, y que entre el lado mayor b de la sección y el lado menor a se verifique la relación $\frac{b}{a} = K$, se hará uso de la tabla en la forma siguiente:

Se conoce la carga P' del pie rectangular y su longitud. Se forma el coeficiente:

$$[93]; \quad P = \frac{P'}{K},$$

se acude a la tabla, y se encontrará el valor a del lado menor en la segunda columna. Después, $b = a \times K$.

Se conocen a , b y la longitud del pie. Se hallará la carga P que corresponde al valor de a , buscado en la segunda columna. La carga que resistirá el pie rectangular es:

$$P' = P \cdot K$$

61. Unión de los pies a la cumbrera.—Cuerdas y cadenas de suspensión. Uniones con pernos y clavijas. Ligaduras de cuerda y alambre.—Para las cuerdas y cadenas de suspensión véanse los párrafos 14 y 17.

a) *Pernos.*—Si hay n pernos en la unión de cada extremo de la cumbrera con los pies, y P representa el peso completo de un tramo con su sobrecarga, la sección de cada perno, para que éste resista el esfuerzo cortante $\frac{P}{2}$, debe ser:

$$[94]; \quad \omega = \frac{P}{2 R'' n}$$

tomando para coeficiente de trabajo por esfuerzo cortante un valor $R'' = 5 \div 8$ kg. por mm^2 , para el hierro.

Cuando la cumbrera se apoya en varios puntos, la fracción del peso P que entrará en la fórmula [94], en vez de ser $\frac{P}{2}$, será la que corresponda al número de apoyos (véase párrafo 60, fórmula 88).

Sean, en general, P' = esfuerzo cortante, en kg., que obra

tangencialmente a las superficies en contacto y tiende a cortar el perno.

$m = 2 =$ coeficiente de seguridad.

$f = 0,36 =$ coeficiente de rozamiento de las maderas secas.

$T =$ resistencia de un perno a la tracción.

$Q = \frac{m P'}{f} = 5,6 P'$, el esfuerzo de extensión que sufre el perno.

$C =$ resistencia de un perno al esfuerzo cortante.

$F =$ esfuerzo cortante total que han de resistir los n pernos de la unión.

$a' = d =$ altura de la tuerca = diámetro de la varilla del perno.

$d_1 =$ diámetro del núcleo.

$a =$ altura de la cabeza del perno.

$D =$ diámetro del círculo inscripto en la cabeza.

$D' =$ diámetro del ovalillo.

$e =$ espesor del ovalillo.

Los valores anteriores están contenidos en la tabla XLI siguiente, que permitirá ahorrar todo cálculo.

TABLA XLI

$R = 3$ kg por mm^2 .

$R'' = 5$ kg. por mm^2 .

Dimensiones corrientes y resistencia de los pernos de hierro.

Cantidad	Dimensiones y resistencias a la tracción y al esfuerzo cortante													
	77	130	199	294	324	384	488	600	681	794	938	1164	1262	1453
T en kg.														
C >>>	252	393	566	770	885	1005	1272	1570	1732	2078	2455	2865	3305	3535
d mm.	8	10	12	14	15	16	18	20	21	23	25	27	29	30
d_1 >>>	5,9	7,7	9,5	11,3	12,2	13,1	14,9	16,7	17,6	19,4	21,2	23	24,8	25,7
a >>>	6	7	8	10	11	12	13	14	15	16	18	19	20	21
D >>>	16	19	22	25	26	27	30	33	34	37	40	43	46	47
D' >>>	21	25	29	33	34	36	40	44	45	49	53	57	61	63
e >>>	2,5	3	3	4	4	4	4	4	4	5	5	5	5	5

Basta dividir el esfuerzo cortante, F , que ha de actuar en la unión, por el valor de C que da la tabla, para obtener el número de pernos, de un cierto diámetro, que han de colocarse en la unión de las piezas.

En general, si el perno ha de resistir una tracción de T kilogramos, y el coeficiente de trabajo ha de ser R kg. por mm^2 , el diámetro total de la varilla del perno, en milímetros, será:

$$d = 1,41 \sqrt{\frac{T}{R}}$$

Y si el perno ha de ser atornillado y desatornillado frecuentemente se hará:

$$d = 1,9 \sqrt{\frac{T}{R}} .$$

b). Clavijas o pernos pasantes, sobre los que puede descansar la cumbrera.—Las clavijas o pernos pasantes, entre sus puntos de apoyo en los pies dobles (fig. 43), tienen la longitud precisa para que sobre ellas descansa la cumbrera. Esta pieza reparte, pues, la carga sobre la clavija o pasador, que se calculará, por tanto, como pieza sometida a flexión por una carga repartida en toda su longitud. Sean: M = momento máximo de flexión que produce la carga de la cumbrera en el pasador, expresado en kilográmetros.

d = diámetro del pasador en mm. Se tiene:

$$[95]; \quad d = 21,7 \sqrt[3]{\frac{M}{6}} \quad (\text{clavijas de hierro}).$$

$$[96]; \quad d = 21,7 \sqrt[3]{\frac{M}{10}} \quad (\text{ídem de acero}).$$

c). Ligaduras de cuerda o alambre. Véanse párrafos 14 y 19, tablas XXV.I y XXX bis.

Si $Q = \frac{P}{2}$ es la carga en kg. que obra en la unión del pie

con la cumbrera; n = número de vueltas de la ligadura; T = tracción que puede resistir la cuerda o el alambre, dada por las tablas citadas, y R = coeficiente de trabajo a la extensión, el número de vueltas de la ligadura será, como mínimo:

$$[97]; \quad n = \frac{P}{2 R \omega} = \frac{Q}{2 T}.$$

62. Diferentes tipos de caballetes. *a).*—**Caballetes de cuatro pies.**—Los detalles de construcción del caballete de rollizos y del caballete escuadrado, de cuatro pies, se encuentran en el 2.º L. — M. de I. de C. de 2.ª c; capítulo IV. En la fig. 67 se indica la disposición que se puede dar a un

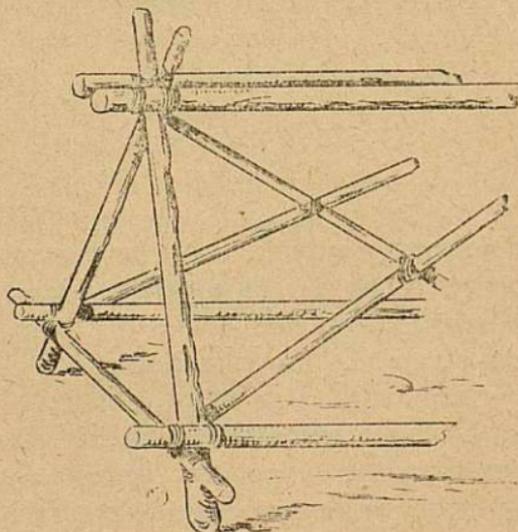


Fig. 67.



Fig. 68.

caballete de este tipo, formado por rollizos unidos con ligaduras.

b). **Caballetes de dos pies dobles.**—En las figs. 68 y 69 se detalla como pueden construirse los caballetes de este tipo.

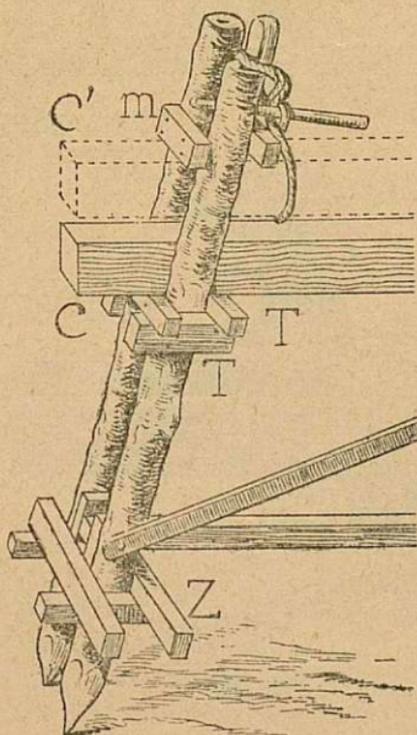


Fig. 69,

c). **Caballetes de dos pies sencillos** (fig. 70).—La cum-

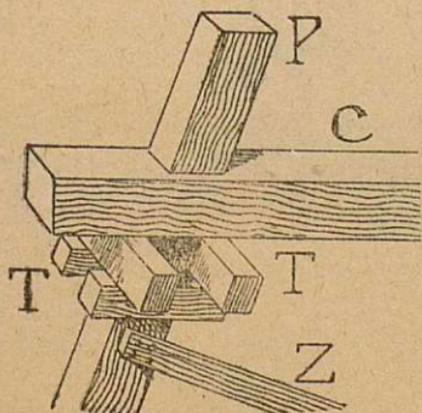


Fig. 70

brera C puede ser enteriza o formada de dos partes yuxtapuestas, unidas con pernos (fig. 71).

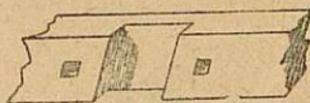


Fig. 71.

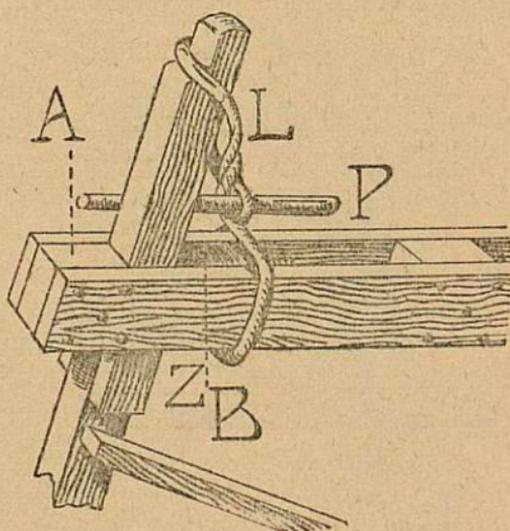


Fig. 72.

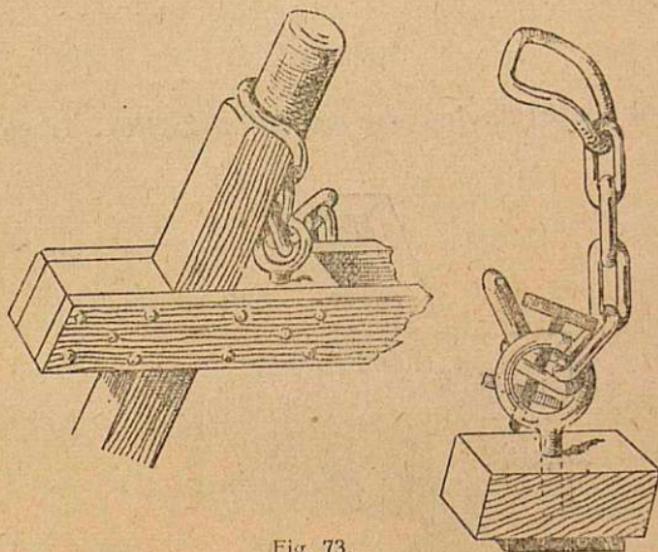


Fig. 73.

En la disposición de la figura 72, la cumbrera queda suspendida de una cuerda. En la figura 73, de una cadena.

Empleando estas disposiciones para la cumbrera, ésta puede quedar también apoyada sobre un perno pasante que se

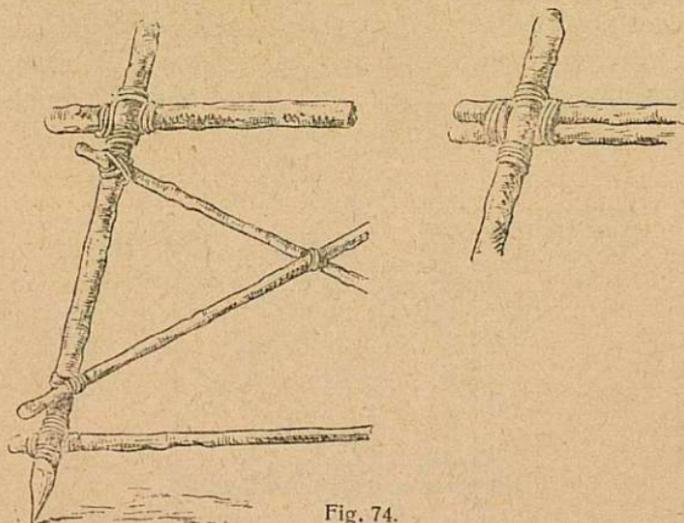


Fig. 74.

introduce en agujeros practicados al tresbolillo en el pie y dispuestos a diferentes alturas.

Caballetes de rollizos.—La figura 74 representa la organización que puede darse a los caballetes de rollizos, y la figura 75 otra disposición para los mismos.

d). **Caballetes con solera y varios pies intermedios.**—Se establecen en seco, generalmente, bien en los tramos de estribo, bien en todos los tramos, cuando se trata de salvar una barrancada de bastante profundidad. La colocación de estos caballetes en el agua, a menos de ser muy pequeña la profundidad del fondo, es sumamente difícil. Así, pues, sólo puede estar justificado su empleo en aquellos ríos de fondo rocoso, en el que no se puedan hincar los pilotes.

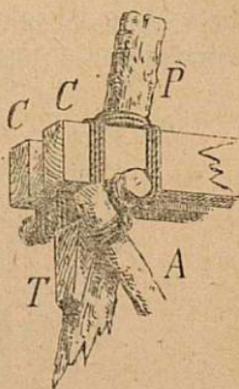


Fig. 75.

La figura 76 representa un tipo de caballete sencillo, con dos pies extremos inclinados y otros dos verticales intermedios. En cada una de las dos mitades de la figura se indica un modo distinto para hacer las uniones de los pies con la

solera y la cumbrera. Las viguetas de los dos tramos contiguos se empalman por sus cabezas a media madera, efectuándose la unión de aquéllas con la cumbrera por medio de cubrejuntas-garras *g*.

Estos tipos de caballetes son de empleo indicado para la construcción de puentes en seco, sometidos a la acción de cargas muy pesadas. En este caso, es conveniente reunir las

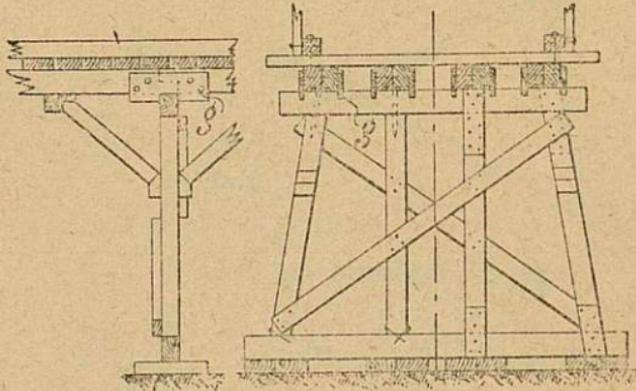


Fig. 76.

viguetas a cada lado de la cumbrera, para formar así dos grupos de viguetas principales que queden concentradas debajo de las ruedas de los carruajes más pesados que hayan de circular por el puente.

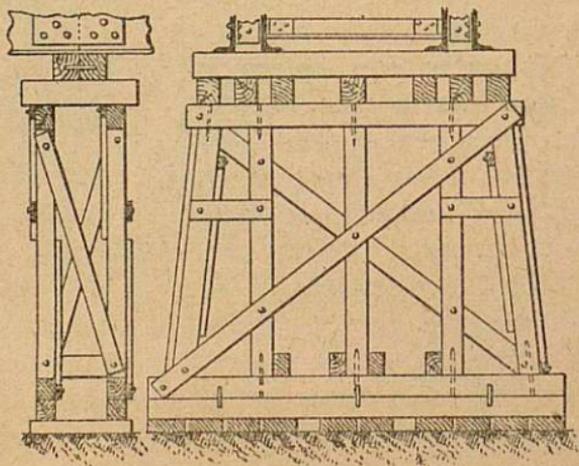


Fig. 77.

La fig. 77 representa un tipo de caballete doble, que puede ser empleado como el anterior, y hasta puede servir para

formar una pila de apoyo de grandes vigas de celosía, de madera o hierro.

Cuando la altura de estos caballetes excede de 5 metros, hay necesidad de unir los montantes, por medio de tirantes cecos *t*, sujetos con pernos (fig. 78).

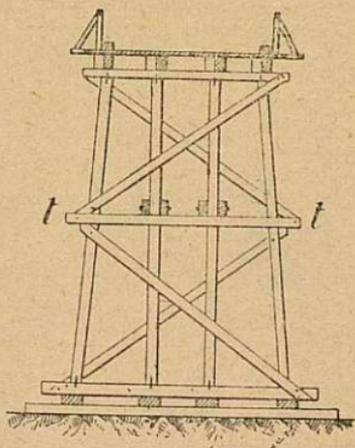


Fig. 78.

El arriostramiento de estos caballetes altos, en sentido del eje del puente, es de todo punto indispensable.

La figura 79 indica otra disposición de caballetes altos

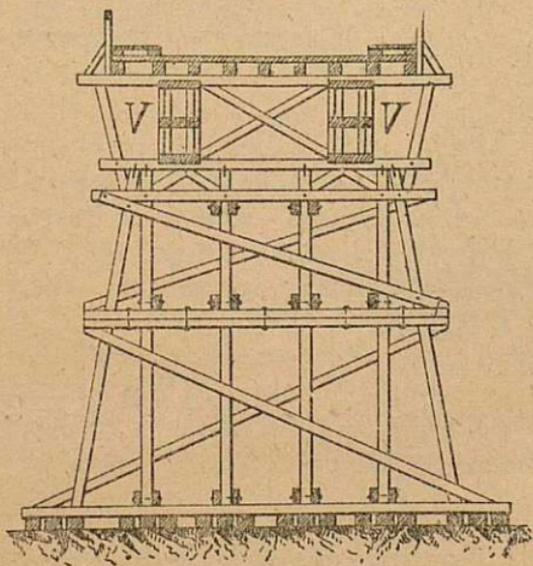


Fig. 79.

con solera, que puede emplearse como cepa de estribo, sencilla o doble, para sostener vigas V americanas.

63. Zapatas y azuches.—Las primeras se emplean para repartir mejor la presión que el pie ejerce sobre el fondo y evitar que el extremo inferior de aquél se hinque con exceso en los terrenos fangosos y de poca consistencia. Se forman con tarugos o trozos de tablón cruzados y clavados al extremo inferior del pie, o se sujetan a éste con un pasador (figuras 80, 81 y 82).

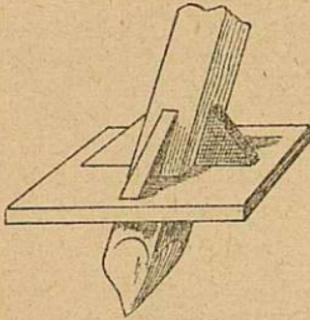


Fig. 80.

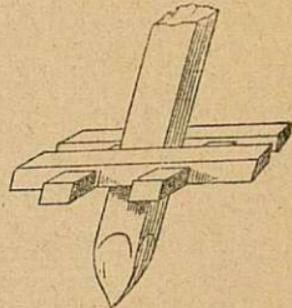


Fig. 81.

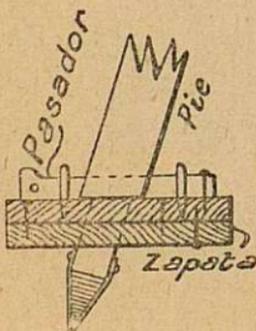


Fig. 82.

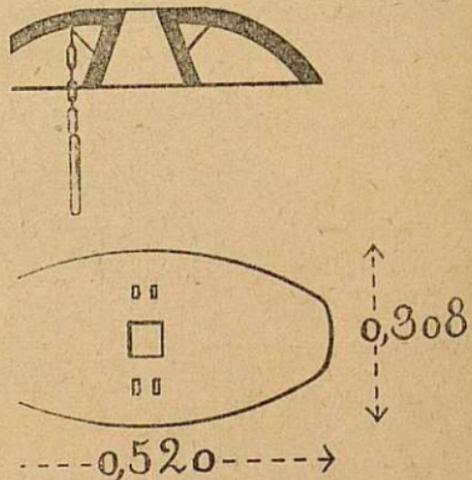


Fig. 83.

La fig. 83 representa una zapata de fundición.

Mediante estas superficies de apoyo, se conseguirá que el terreno no reciba mayor presión de la que puede resistir en buenas condiciones. (V. tabla XII.)

Los azuches (fig. 84), se emplean para reforzar el extremo inferior del pie y conseguir que éste se hinque un poco en el fondo, precaución interesante en los ríos de corriente rápida.

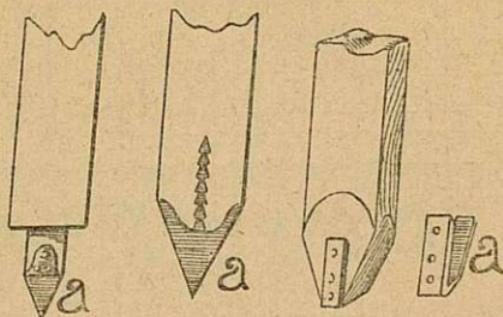


Fig. 84.

D.—Puentes de pilotes.

64. Casos de empleo.—En los ríos de corriente rápida o de régimen torrencial, siempre que el fondo no sea de roca y la profundidad no exceda mucho de 4 a 5 m. Se emplean como puentes de gran solidez y estabilidad, sobre todo cuando han de prestar servicio mucho tiempo y han de estar sometidos a la acción de cargas muy pesadas. Tienen también acertada aplicación para atravesar terrenos de escasa resistencia o pantanosos.

65. Disposiciones de las cepas.—**1.º Número de pilotes en cada cepa sencilla.**—Depende de las cargas y de la resistencia del terreno. Pero como mínimo suele ser:

$2 \div 4$ en las pasaderas de Infantería (P. I.) y Caballería (P. C.).

$4 \div 5$ en los puentes normales, de vanguardia (P. V.) o de marcha (P. M.).

5 en los puentes de etapas (P. E.).

En los terrenos fangosos o muy sueltos pueden ser necesarios de $6 \div 8$ pilotes por cepa sencilla.

Distancia entre ejes de dos pilotes contiguos: no debe ser inferior a 70 cm. Distancia entre las cepas = $4 \div 5$ m.

2.º Disposición de las cepas sencillas (1).—Está indi-

(1) Véase también la fig. 192, párrafo 128.

cada en la fig. 85. Las cumbreras C son, generalmente, piezas dobles que encean a las cabezas de los pilotes y descansan

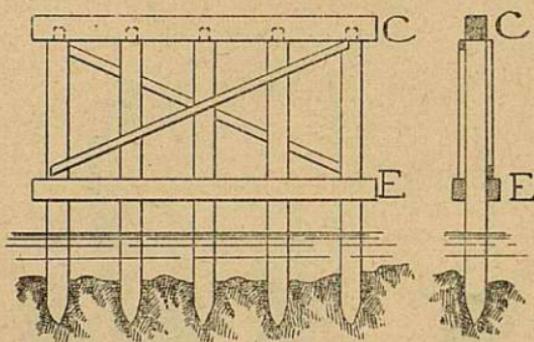


Fig. 85.

en parte sobre entalladuras hechas en estos últimos, o sobre tacos de madera clavados a los pilotes (fig. 86).

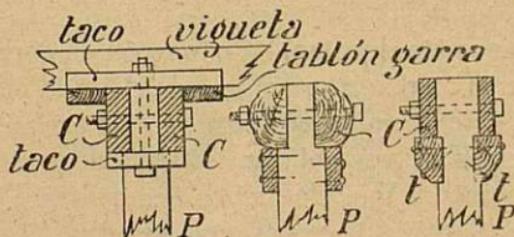


Fig. 86.

Si la altura de la cepa es igual o menor de 5 m., se arriostra la cepa en su mismo plano por medio de una cruz de San Andrés. Si la cepa tiene una altura mayor de 5 m., se unen los pilotes por el punto medio de su altura, utilizando para ello un tirante—cepo E, sujeto con pernos (fig. 85). Encima y debajo del tirante se coloca una cruz de San Andrés.

Con cepas de poca altura, las vigüetas del tablero aseguran el arriostramiento longitudinal. Si las cepas son altas, se unen entre sí por tirantes horizontales y cruces de San Andrés.

3.º **Cepas compuestas.**—Si los pilotes disponibles son de pequeña longitud, o no se cuenta con martinetes apropiados para la hincada de pilotes de mayor diámetro, se forma una *cepa compuesta*. La *cepa baja* lleva pilotes dobles en el mis-

mo plano de la cepa (fig. 87), o en un plano normal a la misma (fig. 88). A la cumbrera E de la cepa baja se unen, a caja

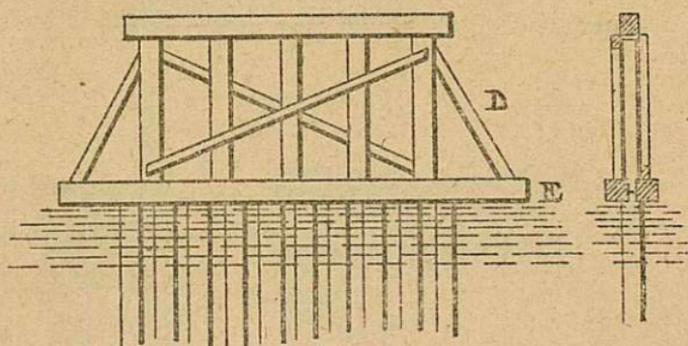


Fig. 87.

y espiga, los montantes que forman la parte alta de la cepa. Las dos cumbreras deben quedar unidas por una cruz, sujeta a las mismas y a los pilotes por medio de pernos.

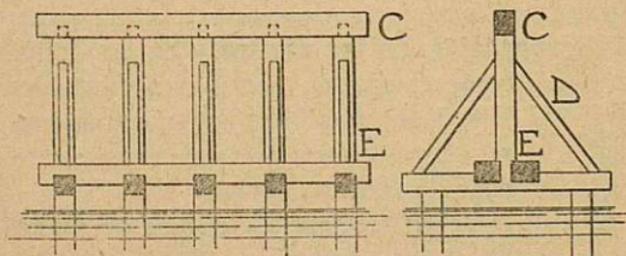


Fig. 88.

4.º Cepas dobles.—Es preciso su empleo cuando hay que aumentar el número de pilotes por apoyo. Esto sucede en los puentes especiales para cargas muy pesadas, y en los puentes normales, bien, porque se hallen establecidos en terrenos de tan escasa resistencia que requieran la hincada de pilotes en una gran profundidad, bien porque sea preciso utilizar pilotes de pequeño diámetro en relación con las cargas que han de soportar.

La figura 89 indica la disposición de estas cepas dobles: n = cubreras longitudinales que unen las dos cepas contiguas; C = cubrera en la que se apoyan las viguetas del tablero. Estas viguetas v se apoyan sobre dos tablones garras g , que quedan unidos a ellas por medio de pernos. La su-

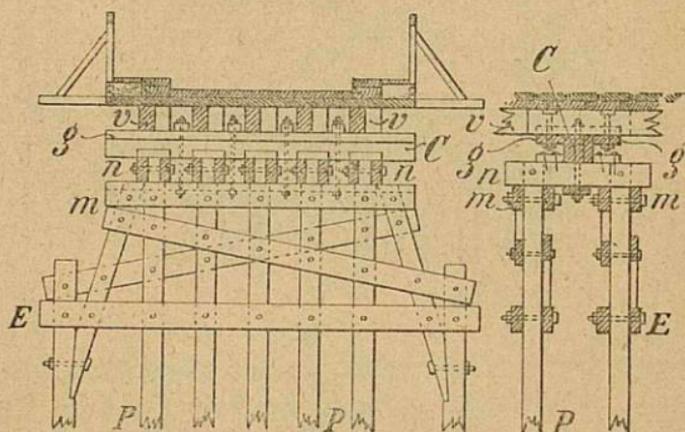


Fig. 89.

jeción de las garras g se completa por medio de tacos de madera dispuestos entre las viguetas v y un estrecho tablón colocado bajo las cubreras n , unidos con pernos largos.

5.º Preparación de los pilotes.—En las arcillas poco compactas, o en tierras muy flojas convendrá introducir los pilotes por su extremo más grueso. De no hacerlo así, será conveniente redondear el extremo inferior.



Fig. 90.

Deben elegirse los pilotes de modo que el diámetro del extremo inferior no sea menor que los $\frac{2}{3}$ del que corresponde al extremo

más grueso. El extremo más delgado, que es el que generalmente se introduce en el terreno, se aguza y se refuerza con azuches. (V. 1.º L — M. de I. de S. y C; capítulo III).

Para evitar que el pilote se hienda durante la hinca, se guarnece su cabeza con un cincho introducido en caliente (figura 90), o por lo menos es necesario rodear la cabeza con varias vueltas de alambre bien apretado. Colocados el azuche y el cincho, se hacen desaparecer de la superficie del pilote los nudos o asperezas muy pronunciadas, que pueden ser obstáculo para la hinca.

6.º Empalmes de pilotes.—Si durante la hincada un pilote se introduce mucho en el terreno, puede ser necesario empalmarlo con un falso pilote. El empalme puede hacerse, bien como indican las figuras 91 y 92, bien uniendo al tope o junta plana los dos pilotes, pero interponiendo entre ellos un

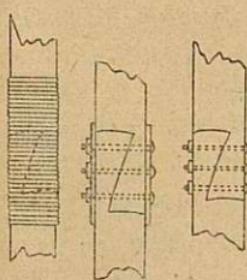


Fig. 91.

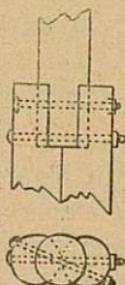


Fig. 92.

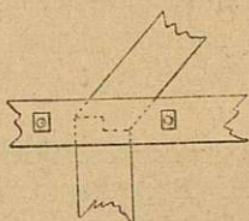


Fig. 93.

disco de hierro, e introduciendo en el centro de las superficies en contacto un pasador vertical, de hierro, de 20 a 25 mm. de diámetro y 60 cm. de longitud. El empalme se recubre después con un manguito de palastro.

La figura 93 muestra otra disposición de empalme oblicuo de un tornapunta y un pilote.

66. Resistencia del terreno a la penetración de un pilote.—**Carga práctica sobre el pilote hincado.**—La resistencia del terreno a la penetración de un pilote tiene por valor aproximado, en kg.:

$$[97]; \quad F = \frac{M^2 \cdot H \cdot n}{(M + m) h} = \frac{M^2 \cdot H}{e (M + m)}$$

siendo: M = peso de la maza en kg.; m = peso del pilote; H = altura de caída de la maza, en m ; h = penetración total obtenida en la última andanada de n golpes.

$$e = \frac{h}{n} = \text{rechazo relativo} = \text{penetración media en un so-}$$

lo golpe, en la última andanada.

C = carga práctica, permanente, que puede soportar el pilote hincado, con un coeficiente de seguridad, $K = 6$. Su valor es:

$$[98]; \quad C = \frac{M^2 \cdot H \cdot n}{6 (M + m) \cdot e}$$

Esta fórmula se aplica, en general, a la hincas de pilotes con martinete, siempre y cuando que el peso del pilote $= m > \frac{2}{3} M$.

Para la hincas con mazos de mango, asas o brazos, y en general, siempre que $m \leq \frac{2}{3} M$, se calcula C por la fórmula:

$$[99]; \quad C = \frac{M \cdot H \cdot n}{10 h} = \frac{M \cdot H}{10 e}$$

con el mismo coeficiente K de seguridad.

67. Rechazo.—Puede admitirse que en la hincas se ha llegado al *rechazo absoluto teórico* cuando el pilote sólo se introduce de 5 a 10 mm., después de una andanada de 30 golpes de maza, de 300 kilogramos, que cae de una altura igual a 1,50 m. El pilote ofrece entonces la máxima resistencia que corresponde a su sección y altura libre, contada desde el fondo.

En la práctica basta alcanzar *el rechazo total relativo* que se indica a continuación.

La penetración total, en metros, a que debe llegarse en la última andanada de n golpes de maza, para que el pilote esté en condiciones de soportar la carga permanente de C kg., con el coeficiente de seguridad $K = 6$, está dada por las fórmulas siguientes:

$$\text{Hincas con martinetes: } m > \frac{2}{3} M.$$

$$[100]; \quad h = n \frac{M^2 \cdot H}{6 (M + m) C}$$

$$\text{Hincas de pilotes cuyo peso } m \leq \frac{2}{3} M.$$

$$[101]; \quad h = n \frac{M H}{10 C}$$

Observación importante.—Cuando la carga que haya de soportar el pilote sea muy pequeña, se obtendría un valor tan grande para h , que el pilote quedaría insuficientemente hincado. Aun en buen terreno de creta, arena o grava, los pilotes se hincarán por lo menos de 1,5 a 2 m. para asegurar su estabilidad, sobre todo cuando sean de temer las socavaciones.

La tabla XLII, que se incluye a continuación, da el valor del rechazo total relativo en función de la carga.

68. **Cálculo del rechazo cuando se efectúa la hinca por medio del aire comprimido.**—A cualquier martinete ordinario de tirantes puede adaptarse un mazo especial automotor, de los que actúan sobre el pilote por la acción del aire comprimido. Basta colgar del cable el cuerpo del émbolo.

El cálculo del rechazo sólo varía en el detalle de ser necesaria la determinación de la *altura de caída ficticia*, equivalente a la velocidad del émbolo que golpea sobre la cabeza del pilote. Sean:

s = sección útil del émbolo, sobre la que actúa el aire comprimido, expresada en cm^2 (154 cm^2 en el modelo Mac-Kiernan Terry C^o, utilizado por el ejército francés).

p = presión del aire comprimido, en kg. por cm^2 ($6 \div 7$ kg. en el modelo citado).

p_1 = peso del émbolo-maza que golpea al pilote, en kg. (90 kg. en el modelo citado).

$f = p_1 + p \cdot s$ = fuerza que actúa sobre el émbolo-maza, en kilogramos.

$g = 9,8$ = aceleración de la gravedad.

$G = \frac{9,8}{p_1} \cdot f$ = aceleración del émbolo.

a = carrera del émbolo en m. ($0,10$ m. en el citado modelo).

La altura de caída, en m., equivalente a la velocidad del émbolo al golpear el pilote es:

$$[102]; \quad H = \frac{G \cdot a}{9,8} = \frac{1}{10} \cdot G \cdot a \sim$$

Este valor de H es el que ha de emplearse al hacer uso de la fórmula [100].

Para hacer aplicación de esta fórmula, utilizando un martinete igual o de tipo análogo al descrito, se tendrá en cuenta:

Que el peso m del pilote ha de ser a lo sumo $m \leq 5 M$. En este caso límite, la fórmula 100 se reduce a la siguiente, para una andanada de $n = 60$ golpes de maza.

$$h = 60 \cdot \frac{M^2 \cdot 0,1 \cdot G \cdot a}{6 \cdot 6 M \cdot C} = \frac{M \cdot G \cdot a}{6 C}; \quad [102'].$$

Si fuera $m = 3 M$, el rechazo se calculará por la fórmula:

$$h = \frac{M \cdot G \cdot a}{4 \cdot C}, \text{ metros}; \quad [102''].$$

Y si fuera $m = \frac{1}{2} M$, se empleará la siguiente:

$$h = \frac{2 M \cdot G \cdot a}{C}, \text{ metros; } [102''].$$

El rechazo que ha de obtenerse variará, pues, con la carga C que en cada uno de estos casos haya de soportar el pilote.

TABLA XLII

Rechazo total relativo en la última andanada de 10 golpes de maza, en función de la carga.

Carga C en kg.	Rechazo en m. por andanada de 10 golpes de maza.					
	Mazo de asas	Mazo de brazos	Martinete	Martinete	Martinete	Martinete
	M=20 kg. H=0,8 m. m=50 kg.	M=50 kg. H=0,5 m. m=100 kg.	M=75 kg. H=1,20 m.	M=300 kg. H=1,50 m.	M=500 kg. H=2,50 m.	M=600 kg. H=1 m.
600	0,013	0,027	0,150	0,750		
800	0,010	0,020	0,112	0,563		
1000	0,008	0,016	0,090	0,450		
1500	0,005	0,011	0,060	0,300		
2000	0,004	0,008	0,045	0,225		
2500	0,003	0,007	0,036	0,180		
3000	0,003	0,005	0,030	0,150		
3500		0,005	0,025	0,128		
4000		0,004	0,022	0,113		
4500		0,004	0,020	0,100	0,280	0,134
5000		0,003	0,018	0,090	0,250	0,120
6000			0,015	0,075	0,208	0,100
7000			0,013	0,064	0,179	0,086
8000			0,011	0,056	0,150	0,075
9000			0,010	0,050	0,139	0,066
10000				0,045	0,125	0,060
11000				0,040	0,113	0,054
12000				0,038	0,104	0,050
13000					0,095	0,046
14000					0,089	0,043
15000					0,083	0,040
16000					0,078	0,037

69. Cálculo de las cepas en terrenos resistentes.—

1.º Pilotes.—Sean:

t = peso en kg. del tablero de un tramo o suma de los pesos del tablero en los dos semitramos contiguos que apoyan en la cepa.

P' = peso de la máxima sobrecarga que insiste en un tramo.

$P = P' + t$ (tabla XXXIX, párrafo 58).

n = número de pilotes sencillos en la cepa = número de apoyos de la cumbrera.

C = peso que ha de soportar el pilote más cargado. Su valor es:

$$[103]; \quad C = x \cdot P$$

siendo x el coeficiente de reducción que corresponde al número de apoyos de la cumbrera. (V. párrafo 60, fórmulas 88).

En los puentes para cargas muy pesadas, siendo P' el peso total del carruaje tipo que insiste sobre un tramo, puede tomarse, para mayor seguridad, como carga sobre los pilotes colocados debajo de las viguetas que soportan más directamente el peso de las ruedas:

$$[104]; \quad C = x \cdot t + \frac{P'}{2}.$$

a = altura libre del pilote desde el fondo del río a la cumbrera. Con este dato y el valor de C se acude a la tabla XL, párrafo 60, y se tendrá el diámetro o la escuadría del pilote.

Con el valor de C y el peso aproximado del pilote se acude a la tabla XLII y se tendrá el rechazo h que ha de obtenerse en la hinca.

Cuando sea necesario recurrir a las cepas dobles se aplicará $\frac{1}{2} C$ a cada uno de los dos pilotes.

Otro problema: Se dispone de pilotes de diámetro = d , centímetros, que han de quedar hincados con una altura libre de a metros.

Carga C que ha de soportar cada uno: se obtiene por la tabla XL.

Rechazo que ha de obtenerse en la hinca, correspondiente a la carga C : basta buscarlo en la tabla XLII.

Peso que ha de soportar el pilote más cargado = $x \cdot P \cong C$. De aquí se deduce:

$$x \cong \frac{C}{P}.$$

El valor de x , dependiente del número de apoyos (V. fórmulas 88, párrafo 60), dará el número de pilotes por cepa. Ejemplo:

$$d = 0,15 \text{ m}; a = 3 \text{ m}; C = 5300.$$

Con martinete de 75 kg.: $h = 0,015$, que corresponde a una carga de 6000 kg.

$$x \cdot P = x \cdot 20000 \leq 5300; \quad x = \frac{5300}{20000} = 0,26.$$

El valor de x corresponde a $n = 5$ pilotes por cepa.

2.º Cumbreira de la cepa.—*Se supone formada por dos piezas cepos*, que sujetan y unen las cabezas de los pilotes. Sean:

n = número de pilotes en la cepa sencilla;

d = luz de la cumbreira-cepo entre dos pilotes contiguos;

a = grueso de un solo cepo; b = su altura.

T = peso total sobre el eje más cargado del carruaje tipo.

t = peso total del tablero de un tramo y de la sobrecarga repartida.

Cada uno de los cepos se calculará por la fórmula:

$$[105]; \quad \frac{R a b^2}{6} = \frac{1}{2} T \cdot \frac{d}{4} + \frac{t}{n-1} \cdot \frac{d}{8};$$

obteniéndose así un gran coeficiente de seguridad.

La misma fórmula se aplicará al cálculo de la cumbreira si esta fuese enteriza.

Si el puente no ha de admitir carruajes y es $P = P' + t =$ peso de un tramo completo con su sobrecarga (Tabla XXXIX), la fórmula para el cálculo será:

$$[106]; \quad \frac{R a b^2}{6} = \frac{P' + t}{n-1} \cdot \frac{d}{8}.$$

3.º Viguetas y tablonos del tablero.—Para su disposición y cálculo véanse las tablas XIX a XXV, párrafo 9 y tablas de los párrafos 26 a 34.

Cuando sea necesario disminuir la luz de las viguetas, sobre todo en los puentes para cargas muy pesadas, se colocarán aquéllas sobre zapatas de 1 m. de longitud, aproximadamente, dispuestas perpendicularmente a la cumbreira y sujetas a ellas por escuadras de hierro de ramas iguales, de

$$\frac{10 \times 10}{1}$$

cm. La unión de las escuadras a las piezas de madera se hará con tirafondos de 16 mm. de diámetro. Las viguetas se sujetarán a las zapatas por medio de pernos largos de 25 mm. de diámetro.

También pueden reforzarse las viguetas por medio de sopandas apoyadas en tornapuntas fijos a los pilotes.

70. Cálculo de las cepas en terrenos muy compresibles y de gran profundidad.—En los terrenos de esta clase, como son los formados por arcilla o légamos muy blandos, hay que aumentar el número de pilotes por cepa o emplear pilotes muy gruesos, con una gran longitud de hinca. Los pilotes sólo resisten por efecto del rozamiento entre su superficie y la del terreno.

En arcillas blandas debe contarse tan sólo con una resistencia máxima de 800 kg. por m^2 de superficie de contacto y en los fangos sueltos sólo con 500 a 600 kg. por m^2 .

La tabla XLIII, que se incluye a continuación, calculada por las fórmulas de Benabenq, da *la carga que puede soportar un pilote hincado, en función de la longitud de hinca, es decir, de la longitud de la parte enterrada*. Para hacer uso de ella, véanse las observaciones que siguen a la misma.

El cálculo de los pilotes, del modo siguiente. Sean: d = diámetro del pilote; n = número de pilotes en la cepa sencilla;

$P = P' + t$ (tabla XXXIX) el peso total que carga sobre dicha cepa. Se tomará la mitad del que da la tabla cuando se construyan cepas dobles.

C = carga que ha de soportar cada pilote: $C = x \cdot P$ (véase párrafo 69).

φ = ángulo del talud natural.

Con estos datos, la tabla da la longitud de hinca del pilote en cada terreno.

La carga que el pilote soporta, según la tabla, no puede exceder a la que corresponde a su altura libre (tabla XL).

TABL XLIII

Fuerza límite de sustentación = F, de un pilote de sección circular, en función de la longitud hincada.

Longitud hincada $\frac{L}{m}$	Diámetro del pilote $\frac{d}{cm.}$	Valores de F para diferentes terrenos, en kg.				
		$\varphi = 10^\circ$ $\Delta = 1700$	$\varphi = 15^\circ$ $\Delta = 1700$	$\varphi = 20^\circ$ $\Delta = 1700$	$\varphi = 25^\circ$ $\Delta = 1700$	$\varphi = 30^\circ$ $\Delta = 1700$
3	15	1433	2397	3769	5727	8599
	20	2142	3524	5508	8344	12526
	25	2978	4830	7482	11332	16978
	30	3932	6309	9716	14688	21956
4	15	2308	3924	6212	9578	11428
	20	3392	5672	8936	13664	20388
	25	4644	7660	11980	18280	27248
	30	6052	9856	15352	25380	34808
5	15	3385	5815	9250	14210	21275
	20	4905	8300	13150	20145	30000
	25	6640	11090	17450	26680	39830
	30	8570	14135	22160	33820	50435
6	15	4662	8070	12882	19812	29688
	20	6684	11412	18156	27852	41658
	25	8970	15126	23910	36612	54720
	30	11490	19140	30156	46098	68832

Observaciones sobre la tabla anterior.—1.^a La carga práctica que puede soportar el pilote hincado es: $C = \frac{F}{m}$.

m = coeficiente de seguridad, por el que se divide F para hallar la carga C .

$m = 4 \div 6$ según el terreno. Nunca $m < 4$.

$m = 6$ en terreno muy poco resistente o fangoso.

$m = 8$ en el fango flúido.

2.^a $\Delta = 1700$ = peso en kg. de $1 m^3$ de tierra. Si Δ tiene otro valor diferente = r , entonces: $C = \frac{r}{1700} \cdot \frac{F}{m}$.

3.^a Los valores de φ caracterizan el terreno. Son los que siguen:

$\varphi = 10^\circ$, en terreno fangoso.

- $\varphi = 15^\circ$, en la arcilla, marga, arena fina y arcillosa mojadas.
 $\varphi = 20^\circ$, para la tierra vegetal y arena fina mojadas.
 $\varphi = 25^\circ$, en grava, arena gruesa y arcilla mezclada con arena o grava mojadas.
 $\varphi = 30^\circ$, para la grava, arena, arcilla y tierra vegetal húmedas.

71. Disposición especial de las cepas en terreno fangoso.—Se indica en la fig. 94, en proyección y corte. En ella:

n = relleno de piedra gruesa; m = tablestacas hincadas en el fango en 1 metro de profundidad. Forman un encofrado rectangular; p = pilotes gruesos; c , c' y c'' = cepos superiores e inferiores para la sujeción de los pilotes y apoyo lateral de las tablestacas; z = revestimiento de zarzos gruesos en el fondo; t = doble tablero de tablones cruzados para asiento de la cumbrera. Esta se sujeta al tablero t por medio de escuadras.

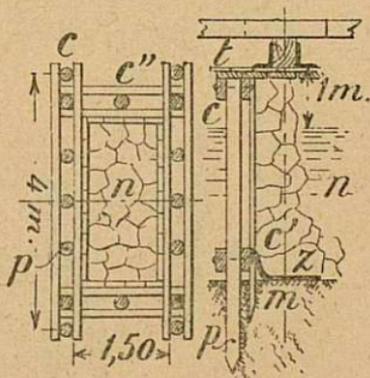


Fig. 94.

72. Cálculo de la resistencia de la pila de pilotes y tablestacas.— S = superficie total de contacto, en m^2 , de todos los pilotes y tablestacas con el fango; s = superficie de la sección horizontal del relleno n (fig. 94); ρ = 500 kilogramos por m^2 = resistencia al rozamiento de la madera con el fango; β = resistencia del terreno = 300 ÷ 500 kilogramos por m^2 ; δ = peso del relleno de piedra.

$$[107]; \quad C = \rho \cdot S + s \cdot \beta - \delta.$$

73. Útiles y aparatos para la hinca de los pilotes.—

Los mazos de asas y de brazos (1.^{er} L. — M. de I. de S. y C; capítulo III), se emplean para la hinca de pilotes de 15 a 20 centímetros de diámetro. Para pilotes de menor diámetro puede utilizarse el mazo de mango.

Martinetes (1).—(Fig. 95): Martinete de tirantes de cuerda. Los detalles 1 (corte), y 2 (proyección horizontal), indican el medio de guiar la maza en su movimiento a lo largo de los montantes guías m . Para ello se utilizan dos pasadores de

(1) El martinete del material de puentes reglamentario, modelo danés, se encuentra descrito en el 1.^{er} L. — M. de I. de S. y C; capítulo III.

hierro que atraviesan la maza, a la cual quedan fijos con dos clavijas *r*.

El detalle 3 de la misma figura indica una de tantas disposiciones empleadas para producir el desenganche del cable.

Si el peso de la maza es menor que 300 kg, se emplea un tirante de cuerda por cada 15 kg. Si el peso es mayor, se coloca un hombre por cada 10 ó 12 kg.

Si los pilotes son de poco peso se ligan a los montantes-guías por medio de una ligadura con tortores. Tratándose de

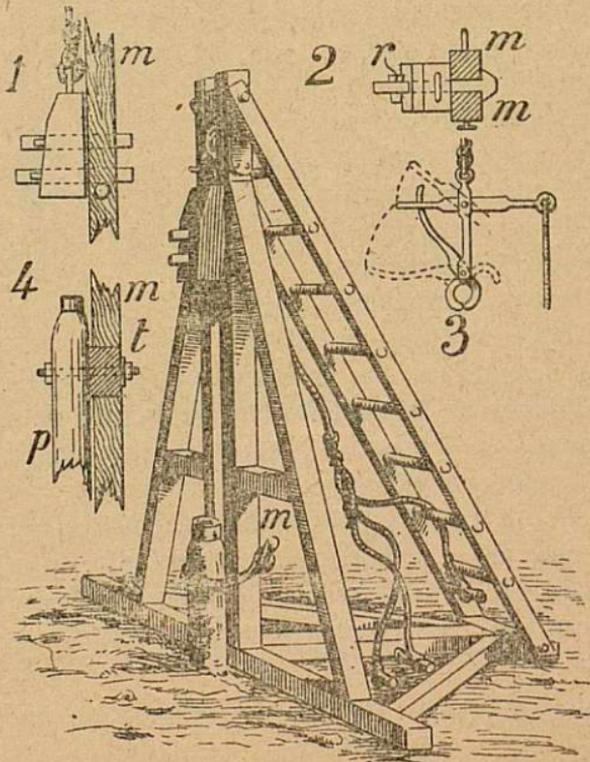


Fig. 95.

pilotes gruesos, queda mejor sujeto el pilote por medio de un perno de 25 mm. de diámetro (detalle 4), que atraviesa el pilote y un taco de madera *t* que se desliza entre los montantes. Entre la tuerca y el taco *t* se coloca una chapa de palastro, que apoya en los montantes *m* por la parte posterior e impide que el taco se salga.

74. Martinetes que funcionan por el aire comprimido o el vapor.—El principio en que se basa su funcionamiento

es análogo. En la figura 96 se indica un esquema de ambos tipos.

Esquema 1: mazo automotor de cilindro *c*, fijo sobre el pilote *p*; *e* = émbolo sobre el que actúa el aire comprimido, haciéndole golpear sobre la cabeza del pilote por intermedio del yunque *n*; *m* = caja de distribución a la que llega el aire comprimido procedente del compresor. Los grupos compresores, de una potencia de 20 a 45 caballos, pueden situarse a 600 u 800 metros del martinete. Aspiran de 3000 a 6000 litros de aire por minuto y lo comprimen a la presión de 6 a 7 kg. por cm^2 .

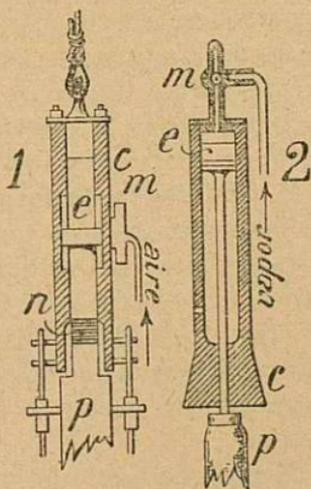


Fig. 96.

Esquema 2: cuerpo del émbolo móvil, *c*, que forma la maza. La varilla del émbolo *e* apoya sobre la cabeza del pilote *p*; *m* = llave de tres vías para la entrada y escape del vapor. El escape produce la caída de la maza *c* sobre el pilote.

Con el empleo de los mazos automotores se efectúa la hínca con gran rapidez. Los de aire comprimido pueden dar cerca de 300 golpes por minuto. Los de vapor, de 40 a 100 golpes en el mismo tiempo.

E.—Pontones y puentes sin apoyos intermedios.

75. Pontones de largueros (1).—Tipo aplicable a luces de 3 ÷ 10 metros.

Todos los elementos del tablero, sean piezas de madera rollizas o escuadradas, se calculan inmediatamente por las tablas XX', XXII y XXIII, párrafo 27.

En los tipos de pontones para cargas muy pesadas puede formarse la superestructura con varias viguetas de hierro, de sección doble T, distribuídas en dos grupos, colocando cada uno de éstos en cada uno de los costados del tablero. De

(1) Las disposiciones que se adoptan para estos tipos de pontones pueden verse en el 2.º L.—M. de I. de las C. de 2.ª c; capítulo VII.

este modo se puede conseguir que cada grupo de largueros metálicos—cuyo número será proporcionado a las cargas móviles—, quede siempre colocado debajo de la rueda respectiva del carruaje tipo, consiguiéndose de este modo que la carga se reparta entre las varias viguetas que forman grupo, y lográndose a la vez disminuir las dimensiones de la sección de las mismas y la escuadría de los tablones del pavimento (Véase párrafo 128; figura 193).

Para el cálculo de las viguetas se acudirá a las fórmulas [5] a [10] del párrafo 9 y a la tabla XXXV del párrafo 26.

76. Pontones de largueros con enlaces (1).— Cuando los pontones del tipo anterior deben permitir el paso de carruajes, conviene colocar varias viguetas transversales de enlace, uniendo cada una a todos los largueros en los puntos de cruce, valiéndose para ello de ligaduras de alambre, clavos, pernos o estribos de hierro. De esta manera se consigue repartir mejor la carga móvil sobre todos los largueros.

El cálculo de estos últimos, como en el caso anterior, sin tener para nada en cuenta la existencia de los enlaces.

77. Pontones de madera formados por dos largueros y traveseros (1).— Sobre dos largueros de gran escuadría, capaces cada uno de resistir la mitad de la carga total sobre el puente, se colocan varios traveseros igualmente espaciados. Sobre estas piezas se colocan las viguetas longitudinales, que pueden quedar en prolongación, con tal de que los empalmes queden apoyados en los traveseros. Estos se calculan como se indica en el párrafo siguiente.

78. Cálculo general de los traveseros. 1.º Para cargas repartidas. (Véase párrafos 20 a 24). Sean: l' = distancia entre ejes de dos traveseros contiguos, en m.; l = longitud del travesero entre puntos de apoyo sobre los dos largueros principales; p = carga en kilogramos por m. l. de puente.

Fórmese el producto: $\frac{p l'}{l} l^2 = p \cdot l' \cdot l$, y las tablas XXII y

XXIII, párrafo 27, darán la escuadría del travesero.

2.º Para cargas aisladas. a) Una carga aislada de P kilogramos en el punto medio del travesero.— Se presentará este caso cuando se forme el pontón con más de dos largueros, y la luz de los traveseros sea tan pequeña que no pueda insistir dentro de ella más que una rueda del carruaje tipo.

(1) Las disposiciones que se adoptan para estos tipos de pontones pueden verse en el 2.º L.—M. de I. de las C. de 2.º c; capítulo VII.

Sea l = luz del travesero. Fórmese el producto $p l^2 = 2 P l$ y acúdase a las tablas antes citadas.

b) *Las dos ruedas más cargadas del carruaje tipo caben dentro de la luz del travesero.*—Si la anchura del puente es pequeña, y los carruajes han de circular de modo que las dos ruedas del eje más cargado queden a igual distancia del centro del travesero, y cada una a la distancia d metros del apoyo sobre el larguero contiguo (figura 97), se tomará como valor del momento máximo de flexión: $M_m = P . d$. Fórmese el

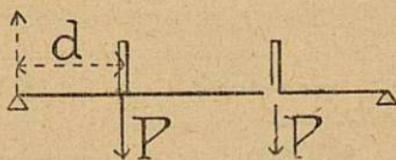


Fig. 97.

producto $p l^2 = 8 . P . d$ y acúdase a las tablas citadas en el caso 1.º

Fig. 98: La luz l del travesero es mayor que en el caso anterior. Sean: d = distancia entre P y Q, suponiendo situado

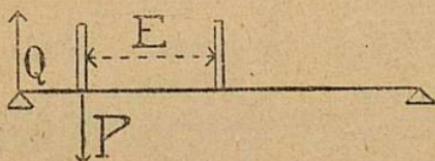


Fig. 98.

en este último punto el larguero de apoyo, contiguo a la rueda de peso P; E = distancia entre las dos ruedas.

Momento máximo de flexión en el travesero:

$$[108]; \quad M_m = \frac{P}{l} (E + 2 d) \left(\frac{1}{2} l - \frac{1}{4} E \right)$$

en un punto que dista $\frac{1}{2} l - \frac{1}{4} E$ del apoyo derecho.

Fórmese el producto $p l^2 = 8 M_m$ y búsquese en las tablas citadas la escuadría del travesero (párrafo 78; caso 1.º).

En todos los casos anteriores se supone que, dada la pequeña distancia a que se suelen colocar los traveseros, no cabe un carruaje completo entre dos consecutivos.

79. Tipos de pontones con largueros y traveseros metálicos, para cargas muy pesadas. Fig. 99: Para luces de $4 \div 5$ m. En esta figura v = viguetas principales, de sección doble T, de ala ancha; v' = largueros; n traveseros de sección doble T, unidos por escuadras a las viguetas v .

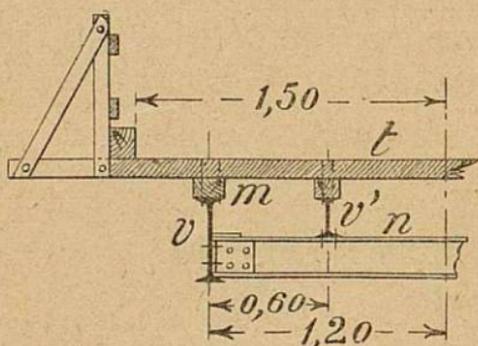


Fig. 99.

Dentro de la luz indicada basta colocar un travesero junto a cada estribo y otros dos en el centro. Dos traveseros consecutivos se arriostan con hierros planos en cruz o con pequeñas escuadras. Los tablonés t se asientan sobre largueros de madera colocados sobre las cabezas de las vigas y largueros metálicos.

Este tipo es susceptible de reforzarse aumentando la sección de las vigas v y el número de largueros v' .

Fig. 100: Para luces de $8 \div 10$ m. Se construye con tres vigas principales v , enlazadas por los traveseros n ; sobre estos se colocan piezas de madera r , para dar asiento a los tablonés longitudinales. Encima de este tablero se coloca otro de tablonés delgados, dispuestos en sentido transversal. El guardalado metálico se formó con un hierro en escuadra, cosido a las vigas laterales.

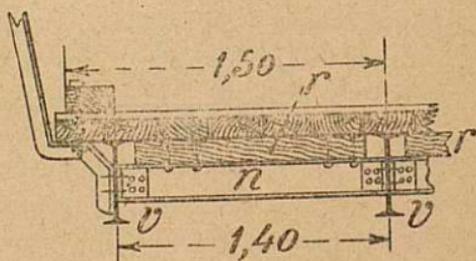


Fig. 100.

Este tipo es susceptible de reforzarse aumentando el número de viguetas principales v .

La distancia entre ejes de traveseros contiguos no debe exceder de 0,70 m.

Para el cálculo de estos tipos acúdase a las tablas de los párrafos 10 y 26.

80. Pontones de largueros de madera con tornapuntas.—En esquema, se representa este tipo en la fig. 101. Es aplicable a luces de $6 \div 10$ m. como máximo.

Este tipo de puente es susceptible de disponerse en dos formas diferentes:

1.^a Todas las viguetas o largueros del tablero se apoyan, en su punto medio, en una cumbrera sostenida por un par de tornapuntas colocados debajo de cada vigueta.

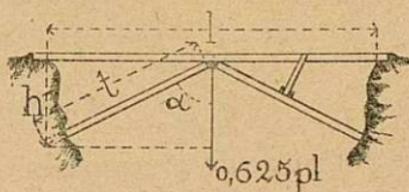


Fig. 101.

2.^a Las dos viguetas extremas del tablero son continuas, y solamente debajo de ellas se colocan los tornapuntas que sostienen a la cumbrera.

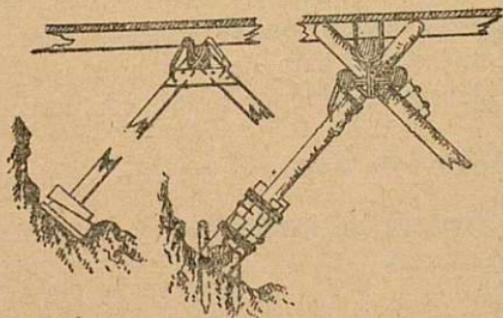


Fig. 102-A.

Sobre esta última se apoyan las viguetas restantes del tablero.

Mínima inclinación de los tornapuntas con respecto a la horizontal = 30° .

En general, la máxima separación que debe darse a los extremos inferiores de los tornapuntas es de 10 m.

Las figuras 102-A y 102-B indican las disposiciones de detalle que pueden adoptarse.

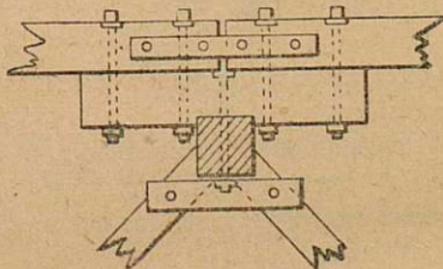


Fig. 102-B.

Cálculo de los elementos del puente.—Sean: p = peso total por m. l. de puente. Se deduce de la tabla XXXIX, párrafo 58.

α = ángulo de los tornapuntas con la vertical.

Cumbrera: se calcula como la de un caballete (párrafo 58).

Compresión en cada tornapunta, suponiendo que es n el número de pares de tornapuntas colocados:

$$[109]; \quad C = \frac{0,313 \cdot p \cdot l}{n \cdot \cos \alpha}$$

Sección de cada tornapunta: se encuentra en la tabla XL.

Sección de los largueros: se supondrá en todos los casos que la luz de cada larguero es $\frac{1}{2} l$ y se calcularán como una vigueta de un puente normal (párrafo 26).

81. Puente de largueros de madera, tornapuntas y sopandas. (Figura 103-A).—Aplicable a luces de 15 m. como máximo. Se empleará esta disposición cuando los tornapuntas no tengan la suficiente longitud para llegar al punto medio del tramo con una inclinación superior a 30° , con respecto a la horizontal.

Todos los largueros, o sólo los de los costados del puente, apoyan sobre una sopanda de longitud $= \frac{1}{3} l$. Entre las

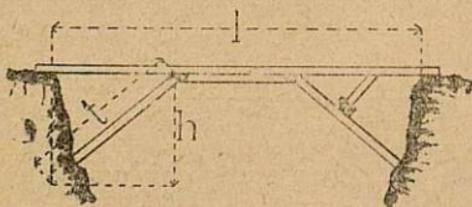


Fig. 103-A.

sopandas y los extremos superiores de los tornapuntas se intercalan dos cumbreras, que sirven de apoyo a todos los largueros.

Los tornapuntas de una misma orilla se unen entre sí por medio de piezas de enlace sencillas o de piezas cepos.

Otras piezas dobles establecen la unión de los largueros con los tornapuntas; y, por último, las sopandas y largueros quedan íntimamente unidos por medio de pernos o grapas de una cara.

La figura 103-B indica el detalle de dos de las disposiciones que pueden adoptarse.

Para las luces de $15 \div 30$ m., puede reforzarse el tipo anterior. Debajo de la primera sopanda se colocará otra más corta, apoyada también por sus extremos en otros tornapuntas paralelos a los anteriores.

Cualquiera de las dos disposiciones descriptas permite

utilizar viguetas longitudinales cuya longitud sea menor que la luz del tramo.

Cálculo de los elementos (fig. 103-A).—Las mismas notaciones empleadas en el párrafo 80.

Compresión de un tornapunta:

$$[110]; \quad C = 0,366 \frac{p l}{n \cdot \cos \alpha}.$$

Su sección: tabla XL.

Compresión de la sopanda:

$$[111]; \quad C_1 = \frac{0,366 p l \cdot \operatorname{tg} \alpha}{n}.$$

Luz de las viguetas para el cálculo = $\frac{1}{3} l$ (fig. 103-A).

Si se colocan varias sopandas se tomará para luz de las viguetas la distancia desde el estribo a la vertical que pasa por el extremo superior de los tornapuntas inferiores.

La sopanda inferior se calcula para resistir, únicamente, a la compresión que le transmitan los tornapuntas correspondientes. Los tornapuntas superiores se calculan para resistir la compresión que les corresponda, prescindiendo de la sopanda inferior; la escuadría de esta misma pieza es la que se adopta para la sopanda superior.

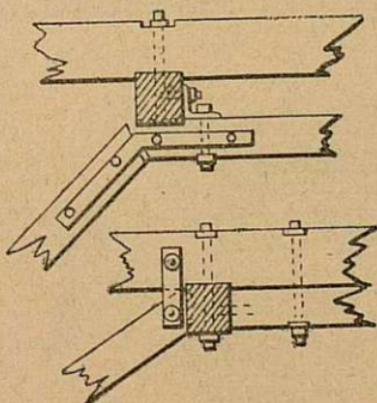


Fig. 103-B.

82. Puentes de traveseros sostenidos por vigas ensambladas.—El empleo de los largueros, formados por vigas ensambladas, está indicado cuando no se dispone de largueros enterizos de escuadría suficiente.

Si en cada tramo se colocan varias vigas ensambladas, y éstas no son de mucha altura, los traveseros t (fig 104 — 1), pueden apoyarse en la parte superior de las vigas. Pero cuando sólo se utilizan dos vigas principales en cada tramo, y han de formarse por tres ó cuatro piezas ensambladas, puede formarse el guardalado con las mismas vigas v v (fig. 105), dejando las piezas elementales que forman cada

viga principal separadas por cuñas largas n , y apoyando los traveseros, bien en una pieza de la viga (disposición 1), bien en estribos de hierro r ajustados con cuñas c (disposición 2).

El arriostramiento transversal de las vigas se efectúa por medio de traveseros dobles, colocados de 2 en 2 m., tal como se indica en las dos disposiciones de la figura 104.

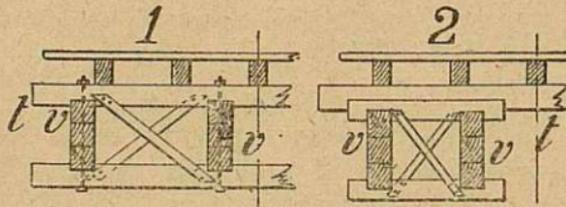


Fig. 104.

Los detalles del cálculo y organización de estas vigas se encuentran en el párrafo 30 (Véanse párrafos 77 y 78).

83. Puentes de vigas armadas.—Dos de las disposiciones que pueden adoptarse están representadas, en esque-

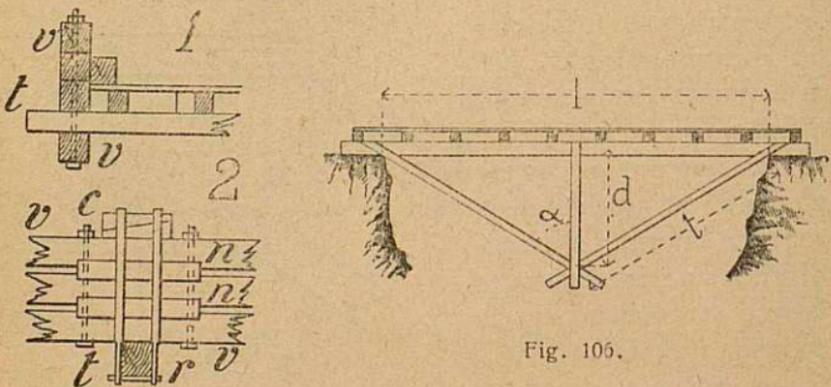


Fig. 105.

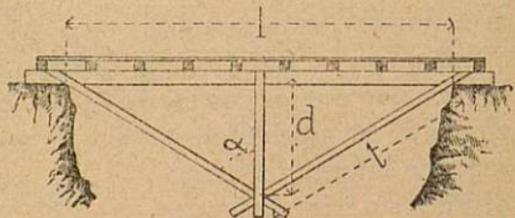


Fig. 106.

ma, en las figuras 106 y 107-A. Dos o más vigas armadas sirven de apoyo a los traveseros que sostienen el tablero.

Quedando sometidos a extensión los tirantes t , suelen formarse por tres o cuatro hilos gruesos de alambre de hierro que, después de pasar por canales abiertas en las cabezas del cordón V (107-A), por una argolla n y por otros rebajos practicados en la parte inferior de la mangueta M, se unen al larguero V por una ligadura bien apretada con cuñas.

La mangueta M se fija al cordón V con tarugos C y dos piezas cepos *m*.

En el detalle 2 se indica la disposición cuando el larguero V es un rollizo.

Utilizando estos tipos de vigas armadas, la sección transversal del puente puede afectar cualquiera de las dos dispo-

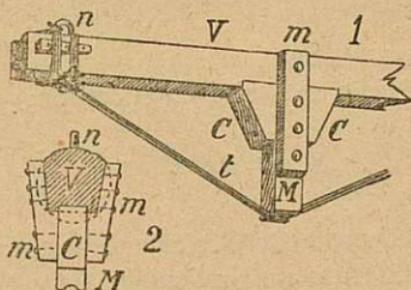


Fig. 107-A.

siciones que se indican en las figuras 107-B y 107-C; es decir, que los tablones pueden sentarse directamente sobre los cordones superiores V, (fig. 107-B), o sobre largueros, L, dis-

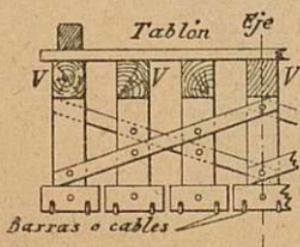


Fig. 107-B.

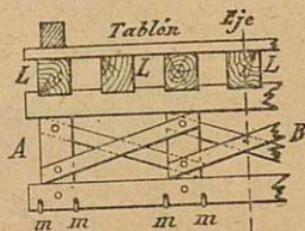


Fig. 107-C.

puestos sobre el caballete central, A B (fig. 107-C), sostenido a su vez por las varillas o cables *m*, que se unen por sus extremos a las cabezas de los largueros L.

Cálculo de los elementos (fig. 106): Para luces de $8 \div 10$ m.

Sea $p \cdot l$ = carga y sobrecarga total sobre una de las vigas, repartida a razón de p kg. por m. l.

Tensión en cada tirante de longitud t :

$$[112]; \quad T = 0,313 p l \frac{t}{d}$$

Su sección: $\omega = \frac{T}{R}$, siendo R el coeficiente de trabajo.

Compresión de la mangueta de longitud d :

$$[113]; \quad D = 0,625 p l$$

Compresión del cordón superior o larguero:

$$[114]; \quad C = 0,156 p l \frac{l}{d}$$

Momento máximo de flexión en el cordón:

$$[115]; \quad M_m = 0,03125 p l^2$$

La sección del cordón debe calcularse por las fórmulas [17] o [18], párrafo 13. Para las piezas sometidas solamente a compresión, véanse los párrafos 2 y 4.

Figura 108-A: Aplicable a luces de $10 \div 12 m. = l$.

Tensión de los tirantes inclinados, de longitud t :

$$[116]; \quad T = 0,367 p l \frac{t}{d}$$

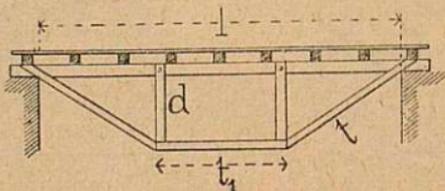


Fig. 108-A.

Compresión del larguero y tensión del tirante horizontal, de longitud t_1 :

$$[117]; \quad C = 0,122 p l \frac{l}{d}$$

Compresión en cada mangueta de longitud d :

$$[118]; \quad D = 0,367 p l$$

Momento máximo de flexión en el larguero:

$$[119]; \quad M_m = 0,0111 p l^2 \text{ (párrafo 13).}$$

Las figuras 108-B y 108-C representan, respectivamente, la vista y corte detallados de este tipo de viga armada.

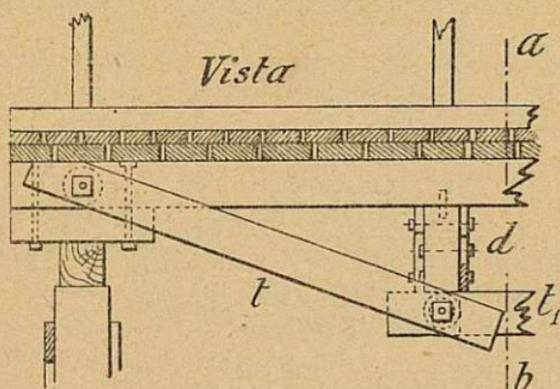


Fig. 108-B.

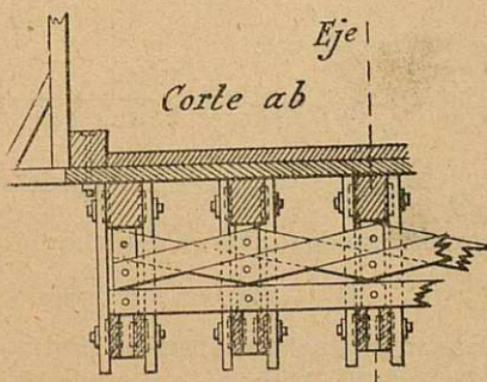


Fig. 108-C.

84. Puentes de traveseros sostenidos por dos armaduras.—La fig. 109 representa una disposición aplicable a luces de $10 \div 12 \text{ m.} = l$. El travesero central se hace de mayor longitud que los restantes, con el fin de poder apoyar en sus extremos los tornapuntas que se utilizan para arriostrar os pendolones. El tirante de la armadura se suspende del pendolón por un estribo de hierro. Si la altura de las armaduras es superior a 3 m., deben unirse por un travesero los extremos superiores de los pendolones, prolongando lo necesario las citadas piezas, a fin de evitar que dichos traveseros de enlace puedan ser un obstáculo para la circulación por el puente.

Cálculo de los elementos: En las fórmulas que siguen^r se

representa por el producto $p l = \frac{P}{2}$ la mitad de la carga total y máxima sobrecarga que insiste en el tramo.

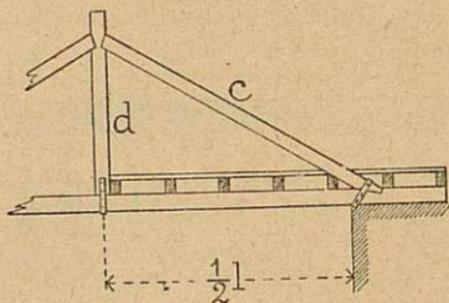


Fig. 109.

Tensión en el pendolón, de longitud = d .

$$[120]; \quad D = 0,625 p l.$$

Compresión en cada par:

$$[121]; \quad C = 0,156 \frac{p l}{d} \sqrt{l^2 + 4 d^2}.$$

Extensión que sufre el tirante: $T = 0,156 \frac{p l^2}{d}$.

Momento máximo de flexión en el tirante:

$$[122]; \quad M_m = 0,03125 p l^2 \text{ (párrafo 13).}$$

85. Otros tipos de vigas armadas por la parte superior.—1.º Figura 110: Aplicable a luces de $15 \div 18 \text{ m.} = l$.
Tensión en las péndolas de longitud = d :

$$D = p \frac{a + b}{2}.$$

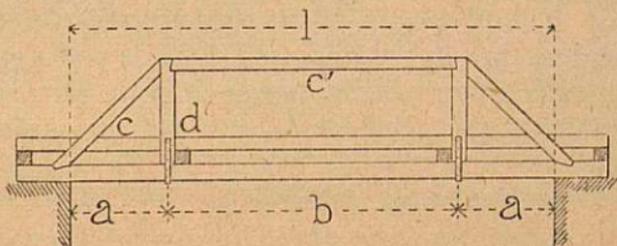


Fig. 110.

Compresión en los lados de longitud c :

$$[123]; \quad C = p \frac{a + b}{2} \times \frac{c}{d}.$$

Extensión del tirante inferior y compresión del lado de longitud c' del cordón superior:

$$[124]; \quad T = p \frac{a+b}{2} \times \frac{a}{d}$$

Momento máximo de flexión en el tirante:

$$[125]; \quad M_m = p \frac{a+b}{2} a; \text{ (párrafo 13).}$$

2.º Fig. 111. Viga armada con dos pares, tirante cepo, pendolón y dos correas apoyadas en los puntos de unión de los pares con el tirante. Es disposición aplicable a luces de $10 \div 15$ metros = l , como máximo.

Cálculo de los elementos.—Dada la disposición especial de esta viga armada, se calcularán sus diversos elementos del modo siguiente, obteniéndose así un ligero exceso de resistencia para los pares.

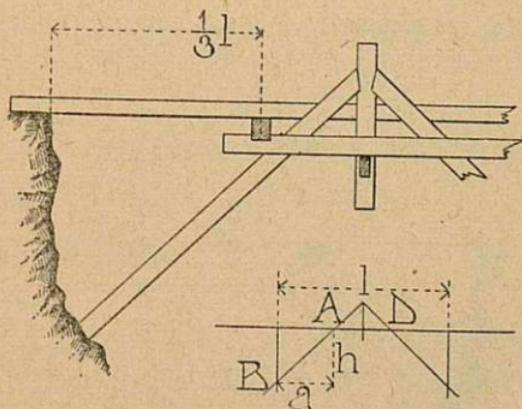


Fig. 111.

Sean: Q = peso de la rueda más cargada del carruaje tipo.

P_1 = mitad del peso del tablero del puente completo y de la sobrecarga repartida.

pl = mitad de la carga y máxima sobrecarga sobre el puente, supuesta repartida.

α = ángulo del par con el pendolón.

Par A B: se calcula solamente por flexión, como viga empotrada en B y cargada en A por una fuerza normal al eje del par.

Momento de flexión del par:

$$[126]; \quad M_m = [(Q + 0,367 P_1) a]$$

Compresión del cepo A D:

$$[127]; \quad C' = 0,367 p l \frac{l}{3 h} \text{ (párrafo 4 y tabla XL).}$$

Pendolón: uno de los lados de su escuadría igual al menor que resulte para el par; el otro lado = $0,12 \div 0,15$ m.

Momento de flexión en el larguero, supuesto continuo:

$$[128]; \quad M'_m = 0,0111 p l^2.$$

Para luces que no excedan de 15 m., y carruaje tipo de 4300 kg., con 3500 en el eje más cargado, se obtiene la resistencia suficiente con las siguientes escuadrías:

Par de $0,27 \times 0,27$ m.; tirante cepo: cada pieza de $0,22 \times 0,08$ m.; pendolón de $0,27 \times 0,14$ m.

3.º Fig. 112. Disposición análoga a la anterior, pero con tres correas, la central es un cepo que enlaza los pendolones de las dos vigas por debajo del tablero. Es disposición aplicable a luces de $15 \div 20$ metros como máximo.

Cálculo de los elementos.—Las mismas notaciones del tipo número 2, y el mismo método de cálculo

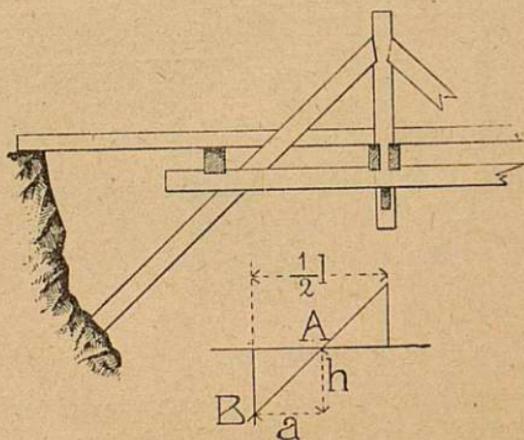


Fig. 112.

Momento de flexión del par:

$$[129]; \quad M_m = (Q + 0,286 P_1 a.$$

Tensión del pendolón: $T = 0,232 p l$

Compresión del tirante-cepo:

$$[130]; \quad C' = 0,286 p l \frac{l}{4 h}$$

Momento de flexión en los largueros, supuestos continuos:

$$[131]; \quad M'_m = 0,008 p l^2.$$

4.º Fig. 113. Aplicable a luces de $12 \div 15 m. = L$.

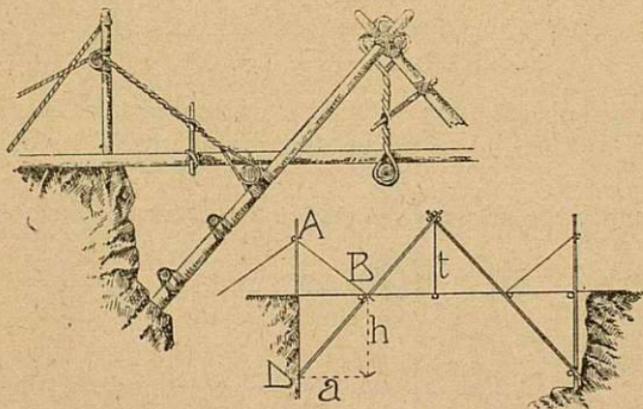


Fig. 113.

Cálculo de los elementos.—Las notaciones de los tipos 2.º y 3.º

Tensión en la péndola de cuerda: $T = 0,232 p l$.

Tensión del fiador A B: $T' = 0,143 p l \frac{BD}{h}$.

Momento de flexión para el cálculo del par B D:

$$[132]; \quad M_m = (Q + 0,286 P_1) a.$$

Momento de flexión en los largueros, supuestos continuos:

$$[133]; \quad M'_m = 0,008 p l^2.$$

5.º En la figura 114 se representa una viga Palladio, que conviene para luces de $25 \div 30$ metros. Los traveseros se

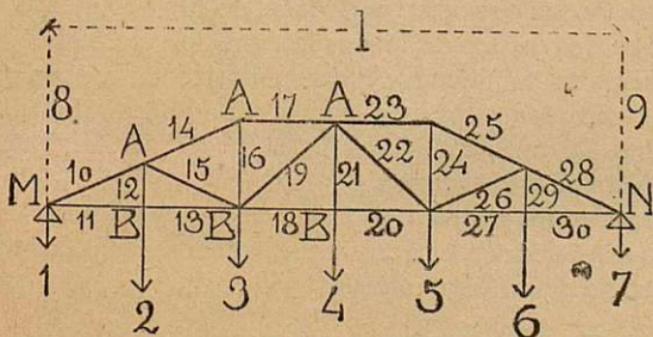


Fig. 114.

colocan, bien en los puntos B, sostenidos por herrajes unidos a las péndolas, bien encima del tirante M N y bastante

juntos para poder colocar los tablonés en sentido de la longitud del puente.

Cálculo de los elementos. Cargas en cada nudo del tirante M N:

$$1 = 7 = 0,065 p l; \quad 2 = 6 = 0,188 p l; \quad 3 = 5 = 0,160 p l; \\ 4 = 0,170 p l; \quad 8 = 9 = 0,50 p l.$$

El diagrama de fuerzas (fig. 115), da a conocer las tensiones o compresiones de las piezas de la armadura (párrafos 2, 3, 4 y 60).

El momento máximo de flexión en el tirante cepo M N será:

$$[134]; \quad M_m = 0,003 p l^2.$$

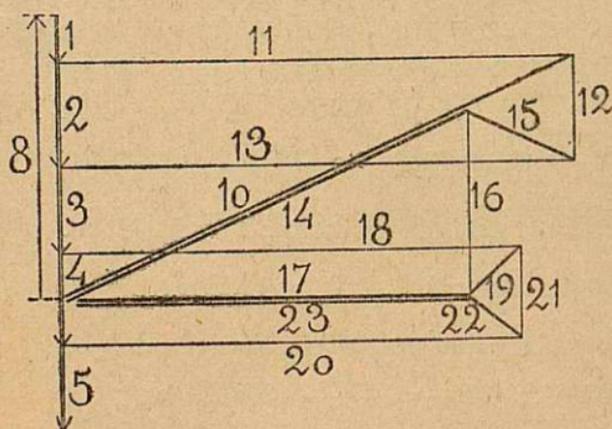


Fig. 115.

Extensión del tirante: $E = 11 = 13 = 27 = 30$ (en el diagrama) (párrafo 13).

6.º En la figura 116 se representa una disposición de puentes de esta clase para cortaduras de $10 \div 15$ metros = l . Presenta dos puntos de apoyos intermedios, colocando dos traveseros en las uniones del tirante horizontal con los verticales, formados éstos por dos cables dobles de alambre o cuerda de cáñamo.

Cálculo de los elementos.

Cargas en los nudos: $1 = 2 = 3 = 4 = 0,367 p l$.

Las extensiones o compresiones se deducen del diagrama.

Máximo momento de flexión en el tirante:

$$[135]; \quad M_m = 0,0111 p l^2 \text{ (párrafo 13).}$$

7.º La figura 117 indica otra disposición de estos puentes para luces de $10 \div 20$ metros como máximo = l .

Los tirantes 6 y 8 se forman con alambre doble o cuerda de cáñamo.

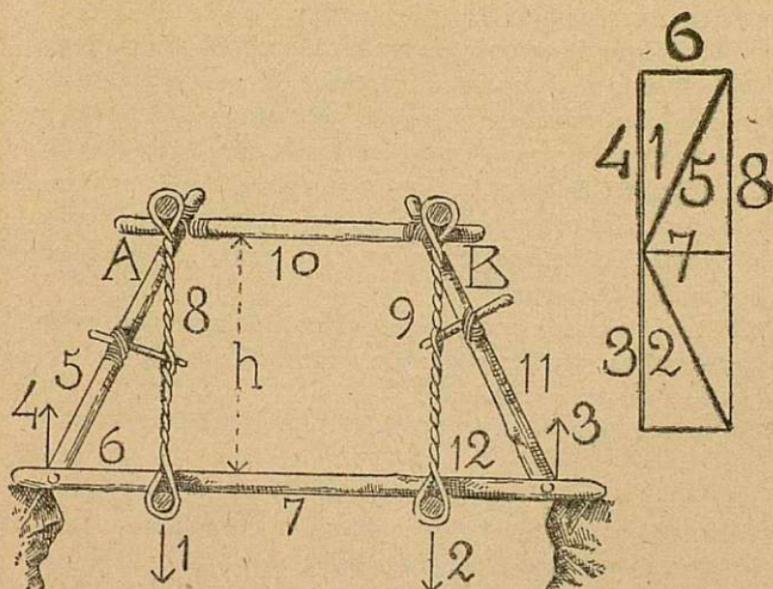


Fig. 116.

Cálculo de los elementos.

Cargas en los nudos: $1 = 0,50 p l$; $2 = 3 = 0,25 p l$.

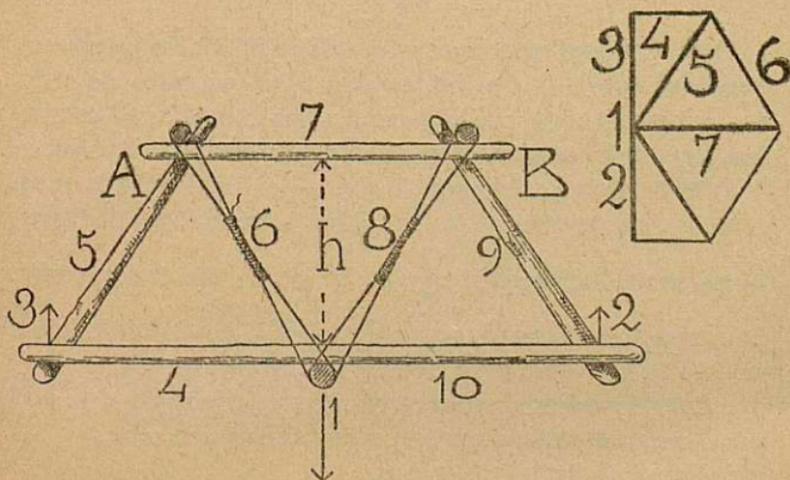


Fig. 117.

Momento máximo de flexión en el tirante

[136]; $M_m = 0,03125 p l^2$ (párrafo 13).

Las vigas se unen por una cruz de San Andrés en su parte superior; y si h resultase pequeño para el paso de las cargas, se eleva aumentando la luz de la viga.

86. Vigas de celosía, de madera, o vigas americanas.—

Cuando sólo se disponga de maderas de pequeña escuadría, podrán emplearse estas vigas para la construcción de puentes de un solo tramo cuya luz esté comprendida entre 15 y 30 m.

La figura 118 indica la disposición general de las vigas de esta clase. Las cabezas de la viga son cepos de las barras de la celosía. Las uniones de todas estas piezas deben hacerse por medio de pernos.

El tablero puede apoyarse en el cordón superior, como la figura indica, o sobre el cordón inferior. En este último caso la viga sirve de guardalado.

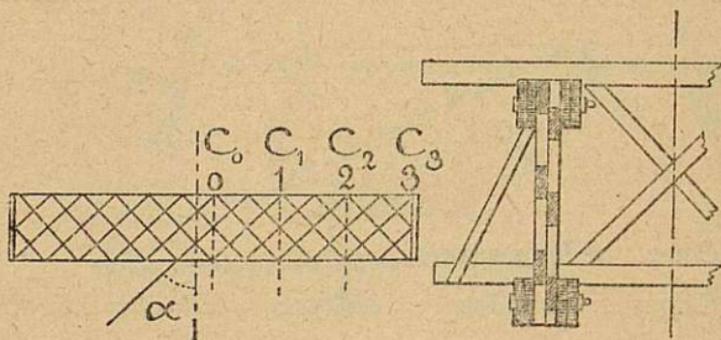


Fig. 118.

Tanto con una como con otra disposición, los traveseros, apoyados sobre un cordón, quedan situados, unos de otros, a una distancia que, por lo general, varía entre 50 y 80 cm. Sobre ellos se colocan las viguetas longitudinales del tablero.

Cálculo de las cabezas de la viga.—La distancia h entre los centros de gravedad de las secciones transversales de las cabezas suele variar entre $\frac{1}{8}$ y $\frac{1}{12}$ de la luz l de la viga.

Suponiendo el tablero apoyado sobre el cordón inferior, el cálculo de las cabezas se efectuará del modo que sigue. Sean:

p = carga y máxima sobrecarga por m. l. de viga.
 b = grueso de cada pieza-cepo que forma una cabeza.
 a = altura de las piezas-cepos.
 e = distancia entre dos nudos consecutivos, en una cabeza.

R = coeficiente de trabajo de la madera por extensión.

R'_1 = coeficiente reducido de trabajo por compresión (V. ta-

bla XIII). Su valor depende del que tenga la relación $\frac{e}{b}$.

Cordón superior: El momento de flexión en esta cabeza es:

$$M_m = \frac{1}{8} p l^2.$$

Puede hacerse, no obstante, $M_m = 0,126 p l^2$, para tener en cuenta que las cargas se aplican a las cabezas aisladamente, por intermedio de viguetas transversales.

Compresión del cordón superior: $C = \frac{M_m}{h}.$

Sección de una de las piezas-cepos de dicho cordón:

[137]; $a \cdot b = \frac{1}{2} \frac{M_m}{R'_1 \cdot h}.$

De esta fórmula se deducirá el valor de b , conocida la altura a .

Cordón inferior: Debiéndose aplicar los traveseros en el punto medio de la distancia e entre dos nudos consecutivos, se considerará a esta cabeza sometida a una tracción igual a la compresión que actúa en el cordón superior, aumentada en la fuerza de extensión, resultante de la flexión producida por el peso p_1 , que cada travesero transmite a los cepos en el punto medio de dicho intervalo. En consecuencia, el grueso b_1 de cada cepo del cordón inferior será:

[138]; $b_1 = \frac{1}{2} \frac{M_m}{R \cdot h \cdot a_1} + \frac{6 p_1 e}{8 R \cdot a_1^2},$

siendo $a_1 =$ altura del expresado cepo.

Cálculo de las barras de la celosía. Sean: $C_m =$ esfuerzo

cortante máximo $= \frac{1}{2} p l.$

$n =$ número menor de veces que las barras se cruzan sobre una vertical. En la figura $n = 2.$

$\alpha =$ ángulo de las barras con la vertical. Se debe procurar que

resulte $\alpha = 45^\circ.$ El $\cos 45^\circ = \frac{1}{2} \sqrt{2}.$

$r =$ lado interior de las mallas de la celosía.

$b_2 =$ grueso de una barra; $a_2 =$ su anchura.

En las vigas de alma sencilla, la sección de una barra es:

[139]; $a_2 \cdot b_2 = \frac{p l}{2 n R'_1 \sqrt{2}} = \frac{C_m}{2 n R'_1 \cos \alpha}.$

Fijada una de las dimensiones, a_2 o b_2 , la fórmula permite deducir la otra. El valor R'_1 es el que corresponda a la relación $\frac{r}{b_2}$ en la tabla XIII.

Pernos de la unión de las barras. Colocando un perno en cada uno de los puntos de cruce de las barras, y calculándolos para resistir al esfuerzo cortante $\frac{1}{n} C_m = \frac{p l}{2 n}$, el diámetro de cada uno de estos pernos se deducirá de la fórmula:

$$[140]; \quad C = \frac{p l}{2 n} = \frac{\pi d^2}{4} R''$$

haciendo $R'' = 5 \div 6$ kg. por mm^2 . (V. tabla XLI).

Haciendo uso de la tabla citada se encontrará en ella el diámetro del perno. Si se hace $R'' = 6$ kg. por mm^2 , se expresa p en kg. y l en metros, el diámetro del perno, expresado en milímetros, es:

$$[141]; \quad d = 0,33 \sqrt{\frac{p l}{n}}$$

87. Vigas Polignac.—Constan de dos series de barras (fig. 119.-A). Se calculan por las fórmulas anteriores, haciendo $n = 2$.

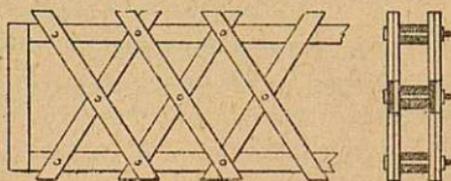


Fig. 119.-A.

F.—Pasaderas.

88. Disposición general.—La organización y cálculo de las pasaderas de tipo normal se sujetará a los mismos principios establecidos para los puentes normales.

La longitud de los tramos suele oscilar entre 2 y 3 metros, en las pasaderas de apoyos fijos, y entre 3 y 4 m., como máximo, en las de apoyos flotantes.

El tablero de las pasaderas para peatones en una fila puede carecer de viguetas longitudinales. Se forma solamente con tablones de 25 a 30 cm. de ancho por 3 a 5 cm. de grueso, bien colocados en sentido longitudinal, bien en dirección oblicua con respecto al eje del puente. Estos tablones se clavan directamente a las cumbreras o travesaños flotantes que les sirven de apoyo.

Si se quiere reforzar el tablero de estas pasaderas estrechas, se puede constituir por dos largueros continuos, cruzados sobre las cumbreras, a los que se clavan trozos de tablón en sentido transversal, espaciados de 3 a 4 cm., y de longitud igual a la anchura de la pasadera.

En las pasaderas de caballería, el tablero suele llevar de 3 a 5 viguetas en cada tramo.

El guardalado se establece a 70 u 80 cm. de altura sobre el tablero, formándolo con cuerdas o listones sujetos a los pies de los caballetes, a los pilotes extremos de las cepas o a montantes fijos en los apoyos.

89. Pasaderas de apoyos flotantes.—Los detalles de construcción de algunos de estos tipos de pasaderas se encuentran en el 2.º L. — M. de I. de las C. de 2.ª c; capítulo VIII.

Cuando se utilicen como apoyos las barcas pequeñas del comercio, basta que tengan de 3 a 4 m³ de capacidad.

La emergencia mínima de las bordas sobre la superficie del agua, bajo la acción de la carga máxima que han de soportar estos flotantes, puede admitirse que se reduzca a 15 ó 20 cm. (Veáanse para el cálculo las tablas XXXVIII del párrafo 53 y XXXIX del párrafo 58).

Diferentes tipos de pasaderas de asalto.—La figura 119.-B da los detalles de construcción de una pasadera de asalto para infantería en hilera, utilizable para atravesar canales o arroyos de poca anchura. Tiene forma de sólido, de igual resistencia, con objeto de asegurar su estabilidad durante el paso de las tropas. Los largueros laterales tienen en su centro $0,16 \times 0,065$ m. de escuadría.

Si la pasadera ha de tener varios tramos puede organizarse cada uno de éstos como indica la figura 119.-C. La unión de dos tramos consecutivos, *A* y *B*, está representada en la figura 119.-D.

La figura 119.-E representa otra pasadera de asalto construída sobre toneles. Cada apoyo flotante se compone de un bastidor formado por dos rollizos largos *b b*, de 8 cm. de diámetro, o en su defecto, por dos piezas escuadreadas, y otros cuatro rollizos cortos *a a*, de 6 cm. de diámetro, cruza-

dos a ángulo recto por la parte inferior de los dos anteriores y ligados a los mismos.

Dos hombres transportan el bastidor así formado hasta la orilla, y lo colocan sobre dos toneles, P, que se conducen flotando hasta el asentamiento del puente. Los flotantes quedan así aprisionados entre los largueros *a a* y los traveseros *b b*,

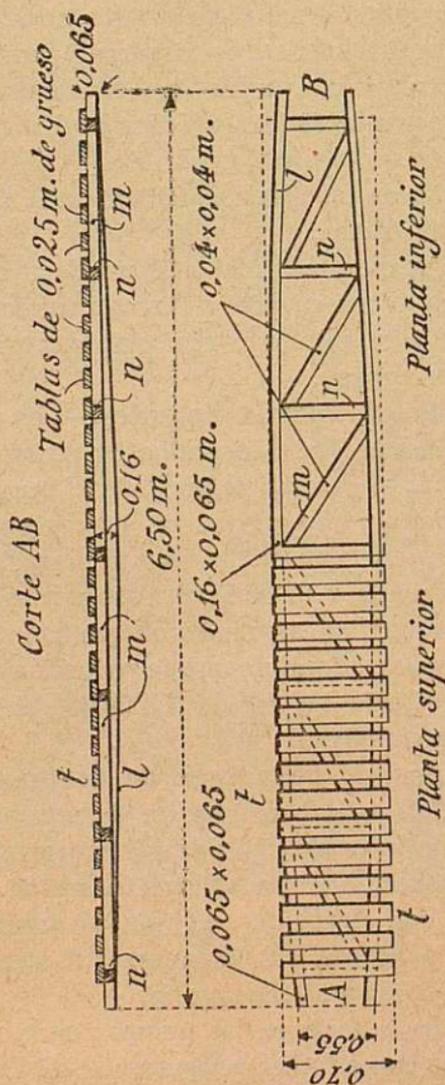


Fig. 119.-B.

sin necesidad de ligarlos a estas piezas del bastidor. Hecho lo que se lleva dicho, basta engarrar las dos viguetas *v* en los traveseros *b b*, y empujar por sus extremos libres, para que avance el tramo hacia la orilla opuesta. Sobre las dos viguetas *v* se habrán clavado previamente los tabloncillos *t* que forman la pista.

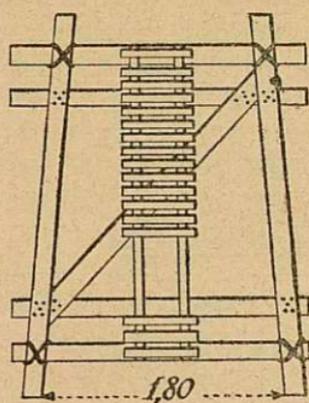


Fig. 119.-C.

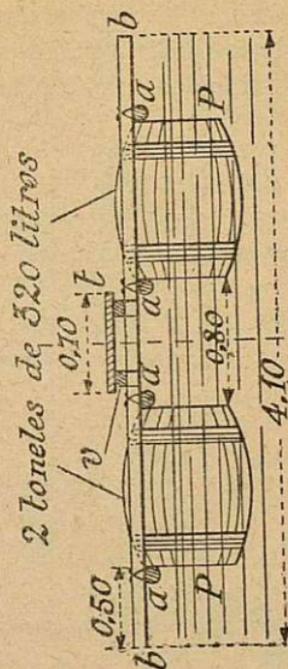


Fig. 119. E.

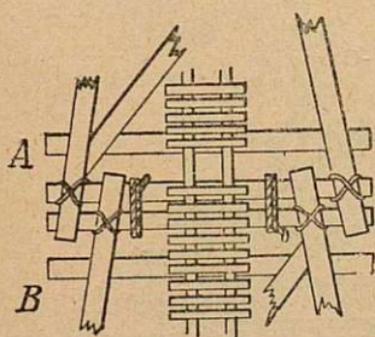


Fig. 119.-D.

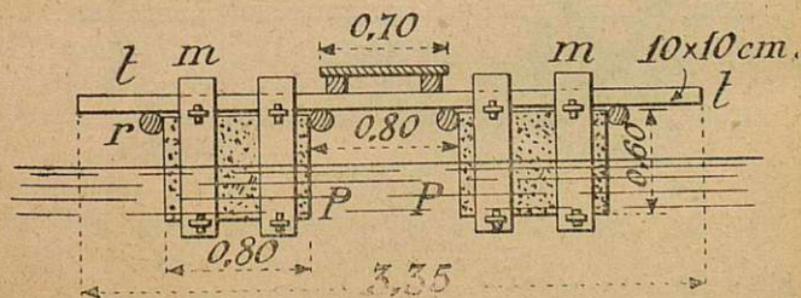
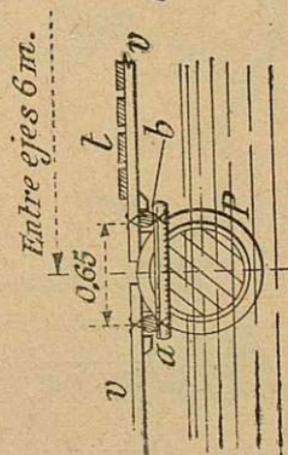


Fig. 119.-F.

Para el lanzamiento se guiarán estas pasaderas desde la primera orilla, valiéndose de amarras unidas a los largueros *a a* situados en el costado de agua arriba. Cuando sea posi-

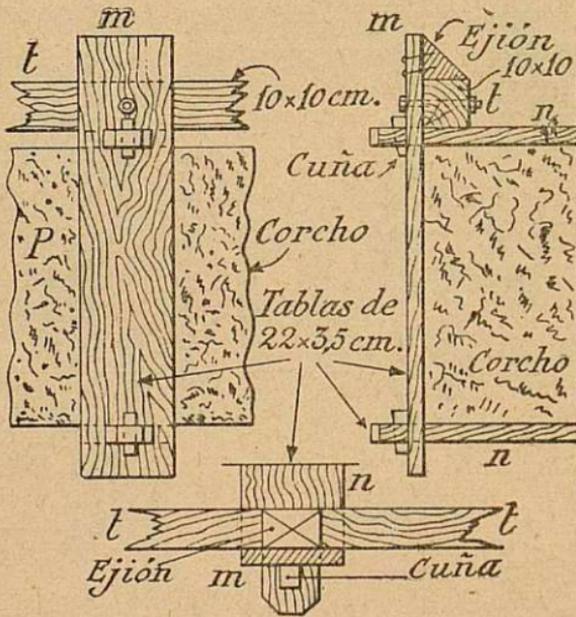


Fig. 119.-G.

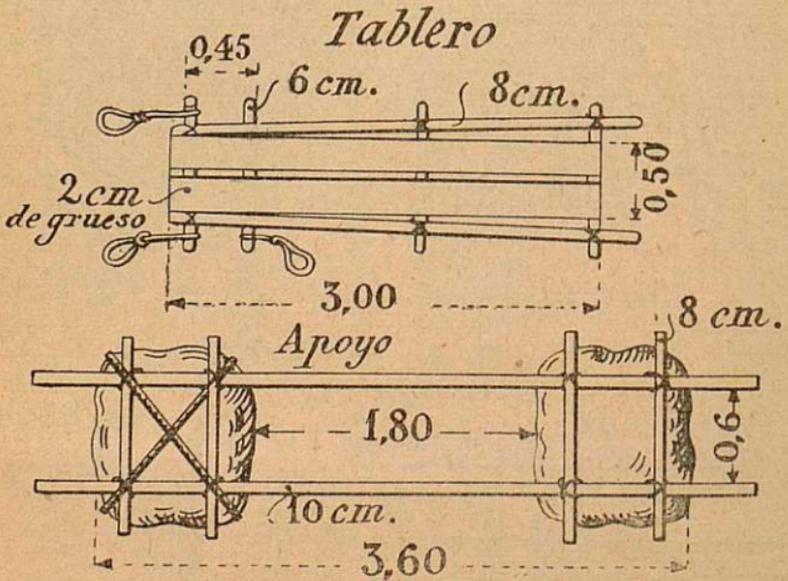


Fig. 119.-H.

ble se guiarán también desde la segunda orilla con otra amarra sujeta al apoyo que va en cabeza.

Las figuras 119.-F y 119.-G representan, respectivamente, la sección transversal y detalles de otra pasadera de asalto sobre flotantes, formados por baldosones de corcho, sostenidos por marcos hechos con tablas *m* y *n*, de las dimensiones que en la figura se indican. El volúmen de corcho sostenido por cada par de marcos es $0,8 \times 0,8 \times 0,6 = 0,384 \text{ m}^3$.

Sobre las tablas superiores, *n*, van dos traveseros *t*, atornillados a las tablas verticales *m*. El ajuste de los marcos a los baldosones de corcho se hace por medio de cuñas. Los rollizos *r* que se ven en la figura 119.-F sólo sirven para el transporte de la balsa.

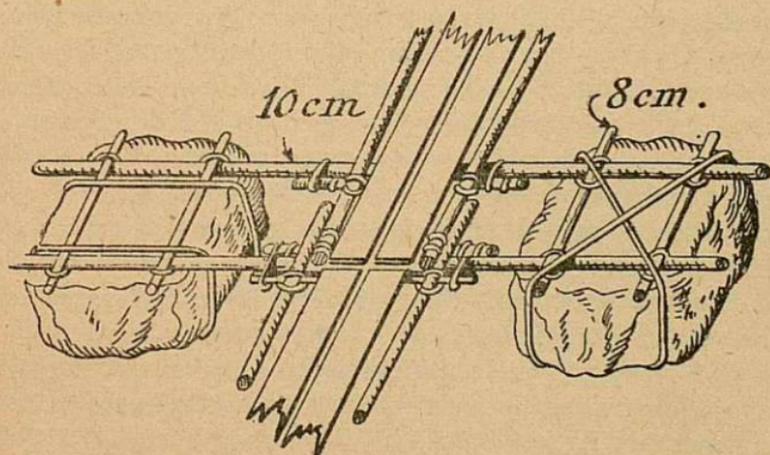


Fig. 119.-I.

Esta pasadera se lanza como la anteriormente descrita, y tiene la ventaja de ser casi invulnerable a los proyectiles de fusil.

Finalmente, con sacos de lona o arpillera impermeabilizada, rellenos de paja o serrín de corcho, pueden construirse estas pasaderas en la forma que está representada en las figuras 119.-H y 119.-I. En esta última se indica el detalle de la unión de dos tramos consecutivos. Ello se efectúa rápidamente por medio de las trincas con gaza que van unidas a los traveseros de cabeza de la pasadera propiamente dicha (fig. 119.-H).

90. Pasaderas de apoyos fijos.—Estos apoyos pueden estar formados por cepas de pequeños pilotes, caballetes de dos o de cuatro pies, etc., tal como se detalla en el 2.º L. — M. de I. de las C. de 2.ª c; capítulo VIII.

Cuando el terreno sea resistente, los pilotes o estacas que formen parte de las cepas se hincarán en una longitud de $0,80 \div 1$ m., no se determinará el rechazo, y se dará a las estacas las dimensiones que correspondan a la carga y altura libre desde el fondo a la cumbre. (Véase tabla XL del párrafo 60).

Puentes sobre piezas de madera apiladas — Los apoyos formados por pilas de viguetas superpuestas, tablones de plano o de canto, pueden emplearse para construir pasaderas en seco o en los ríos cuya profundidad no exceda de un metro. No deben colocarse de canto los tablones de las pilas más que cuando tengan de $6 \div 8$ cm. de grueso.

Si se dispone de muchas piezas cortas escuadradas, es necesario, además, repartir la presión sobre gran superficie del terreno, y el tablero ha de estar muy elevado sobre el nivel del agua o fondo de la barrancada, se pueden formar pilas altas, de forma prismática o de tronco de pirámide, superponiendo varias capas de viguetas cruzadas a ángulo recto. De esta manera se pueden construir grandes pilas, de resistencia suficiente para sostener vigas muy pesadas, de madera o hierro, de gran longitud.

Puentes de carros.— Son aplicables estos apoyos en los ríos cuya profundidad sea de $1 \div 1,50$ m. como máximo.

Con los carruajes de cuatro ruedas pueden constituirse apoyos de resistencia suficiente para ser empleados en los puentes de marcha.

Es precaución interesante la de calzar bien las ruedas de los carruajes o sujetarlas con piquetes y largueros, así como la de asentar las llantas sobre tablones, sobre todo si el fondo del río es de escasa resistencia.

Puentes y pasaderas de cestones. 1.º Pilas de cestones verticales.— El empleo de estos apoyos puede estar indicado en los ríos poco profundos y de corriente débil; para formar pasaderas en terrenos pantanosos y para atravesar fosos de fortificación.

Una pila formada por tres cestones en fila, de $1,50 \div 2$ m. de diámetro, cada uno, rellenos de piedra gruesa y con tramos de $4 \div 5$ m. de luz, tiene la suficiente resistencia para servir de apoyo en cualquiera de los puentes normales.

Para las pasaderas de Infantería o de Caballería basta que los cestones tengan de $0,50 \div 1$ m. de diámetro, respectivamente.

2.º Pilas de cestones horizontales formando canales. Está justificado su empleo cuando la velocidad de la corrien-

te es superior a 1 m. por segundo y la profundidad excede de 2 m.

Formando una primera capa de cestones horizontales, con dos cestones en prolongación en cada fila, cada uno de 0,60 ÷ 0,70 m. de diámetro y 1,25 m. de longitud; superponiendo otra capa igual a la primera, y rellenando los huecos con faginas que repartan la presión, se puede construir rápidamente una cestonada para rellenar fosos estrechos de taludes muy inclinados, con la resistencia suficiente para que sobre ella puedan circular los carros de combate de 6,5 toneladas.

91. Vados.—La situación de los vados se determina, aparte de los datos proporcionados por los habitantes de los alrededores, por la presencia de caminos y carriladas que conduzcan al río, especialmente si se reproducen en la segunda orilla. Un ensanche en un trozo rectilíneo del río, la línea que une dos convexidades de dos recodos consecutivos, una zona de color más claro en un curso rápido de las aguas y superficie ligeramente rizada entre otras dos de color sombrío y superficie de aguas unidas y reposadas; son indicios para suponer la existencia de un vado. Averiguada su existencia debe reconocerse valiéndose de buenos nadadores o soldados de caballería montados, provistos de una pértiga.

Su dirección se marca, a los dos lados del paso practicable, utilizando boyas, piquetes largos que sobresalgan del agua y cuerdas tendidas de orilla a orilla, amarradas a los piquetes. La cuerda o fiador del lado de agua-abajo es indispensable.

La profundidad no debe exceder de 1 m. para la infantería, 1,20 ÷ 1,30 m. para caballería y carruajes cuya carga pueda mojarse; 0,70 ÷ 0,80 m. para los demás carruajes y artillería.

La velocidad de la corriente no debe exceder de 1 m. El fondo debe ser compacto y hallarse desprovisto de hoyos y piedras gruesas. La entrada y salida del vado deben ser fáciles, y suave la pendiente en las orillas hasta alcanzar el punto de máxima profundidad.

Cuando el fondo sea fangoso o el vado se encuentre inutilizado por los embudos producidos por los proyectiles, se puede establecer el paso tendiendo sobre el fondo una lona gruesa, reforzada por su cara inferior con una tela metálica. La lona se sujeta con cuerdas a dos piquetes de la primera orilla, después se desarrolla por un hombre, que va pisando sobre ella a medida que avanza, y al llegar a la segunda orilla se sujeta a otros dos piquetes.

92. Pasos sobre el hielo.—Para que el paso no ofrezca peligro, el espesor del hielo debe ser: 0,07 m. para peatones aislados que efectúan el paso sobre una pista de tablones; 0,06 ÷ 0,09 m. para la infantería de a cuatro con filas espaciadas; 0,12 m. para la caballería y artillería ligera arrastrada a brazo; 0,14 ÷ 0,20 m. para la artillería ligera enganchada; 0,27 ÷ 0,30 m., cuando menos, para los carruajes de artillería pesada de campaña y posición.

Para aumentar el espesor de la capa resistente se extienden sobre el hielo varias capas de paja o ramas menudas cruzadas, en una anchura doble o triple de la necesaria para el paso, regando cada capa antes de colocar la siguiente. Puede también limitarse la pista por dos filas de viguetas o tablones, arrojando después agua entre las viguetas, hasta conseguir que el hielo adquiera el espesor necesario.

G.—Puentes de cuerdas o de cables metálicos.

93. 1.º—Puentes tendidos o en catenaria. Su disposición general y límites de aplicación.—El tablero de estos puentes se apoya directamente sobre varios cables de cuerda o metálicos, que hacen el oficio de viguetas longitudinales.

Siendo el tablero de forma cóncava, resulta incómodo para la circulación; y como además exigen estos puentes el empleo de numerosos y gruesos cables, unidos en las orillas a unos amarraderos muy resistentes, se limita su empleo a la construcción de pasaderas cuya luz no exceda de 25 m.

La flecha de los cables debe ser:

$$f = \frac{1}{20} \div \frac{1}{30} l,$$

siendo l la luz del puente (fig. 120). Para las luces y flechas indicadas puede suponerse que la longitud del cable es $L = l$.

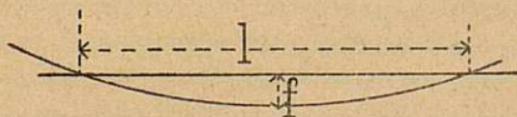


Fig. 120.

94. Tensión de cada cable.—Sean: n = número total de cables empleados; p = carga y sobrecarga por m. l. de puen-

te (párrafos 20 a 24 y 58); p_1 = carga por m. l. en cada cable

$$p_1 = \begin{cases} \frac{p}{n-1} & \text{si } n > 2 \\ \frac{p}{n} & \text{si } n = 2 \end{cases}$$

La tensión en cada cable será:

$$[142]; \quad T = \frac{p_1 L}{2f} \sqrt{\frac{L^2}{16} + f^2}.$$

Con un error despreciable:

$$[143]; \quad \begin{cases} T = 2,6 p_1 L & \text{para } f = \frac{1}{20} L \\ T = 3,2 p_1 L & \text{» } f = \frac{1}{25} L \\ T = 3,8 p_1 L & \text{» } f = \frac{1}{30} L \end{cases}$$

Diámetro de cada cable (párrafos 14 y 16).

95. Amarraderos.—La componente vertical de la tensión de cada cable es $= p_1 \frac{L}{2}$; la componente horizontal $= p_1 \frac{L^2}{8f}$.

Los amarraderos deben, pues, resistir a la componente total horizontal $= n \frac{p_1 L}{2}$ y a la componente total vertical $= n \frac{p_1 L^2}{8f}$.

96. Traveseros.—Se colocan sobre los cables, espaciados de 2 a 3 m. como máximo, y sobre ellos las viguetas longitudinales y los tablonés en igual forma que en las demás clases de puentes.

Sean: t = longitud de cada travesero, en m.; d = distancia entre dos consecutivos. Sobre cada uno insiste una carga total, uniformemente repartida $= p \cdot d$. Fórmese el producto $p \cdot d \cdot t = q$ y las tablas XXXII y XXXIII del párrafo 27 darán a escuadría del travesero.

97. Organización de los puentes tendidos. Sujeción de los traveseros a los cables.—Se efectúa con grapas o anillas *a* (fig. 121), clavadas a los traveseros, a las que se

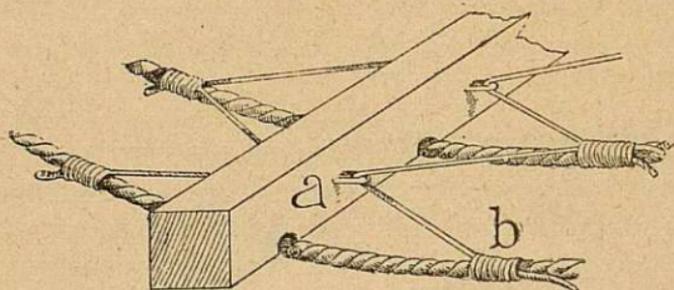


Fig. 121.

amarran cuerdas de ligar, que se unen a los cables en los puntos *b* con una ligadura de pecho de muerto.

También puede hacerse la sujeción (fig. 122), ligando el travesero al cable y uniendo a este, en *b*, los chicotes de la cuerda de ligar.

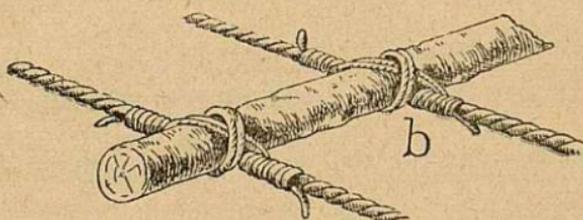


Fig. 122.

Amarraderos.—Las figuras 123 y 124 representan dos de las variadas disposiciones que pueden adoptarse para los amarraderos. En la segunda, los primeros tramos quedan suspendidos de pequeñas péndolas. No se podrá utilizar este amarradero, en general, más que en las pasaderas para peatones.

Tablero.—Puede formarse de dos modos distintos:

a) Colocando los tablones directamente sobre los cables, y ligándolos a éstos por medio de cuerdas delgadas que se hacen pasar alternativamente por encima y por debajo de los tablones.

b) Colocando traveseros sobre los cables, ligados a estos últimos, y disponiendo sobre los traveseros las viguetas longitudinales y los tablones en la forma ordinaria. Se procurará que las viguetas tengan la longitud necesaria para apo-

yarse en tres traveseros consecutivos. En todos los casos conviene disponerlas articuladas, formando una especie de cadena, con la condición de que las articulaciones queden situadas encima de los traveseros. (Véase 1.^{er} L. — M. de I. de S. y C; capítulo IV).

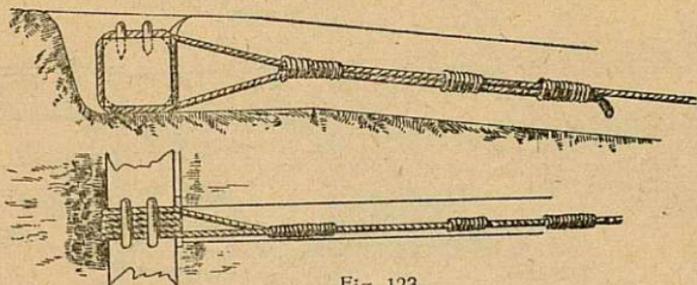


Fig. 123.

Medio de disminuir las oscilaciones laterales. Los dos extremos de los traveseros centrales del puente se unen a puntos de amarre en las orillas, por medio de cuatro amarras cruzadas por debajo del tablero. Los demás traveseros se unen a las citadas amarras en los puntos de cruce con las mismas.



Fig. 124.

98. 2.^o—Puentes de caballetes o crucetas sostenidos por cables.—Tienen por objeto evitar la forma cóncava del tablero de los puentes tendidos, y aumentar la flecha de los cables, con lo cual se consigue disminuir la tensión que estos sufren y aminorar la resistencia necesaria en los puntos de amarre.

99. Puente tendido con un solo caballete en el centro del tramo.—Su disposición, y forma del caballete, está indicada en la figura 125. Las riostras transversales que unen los extremos inferiores de los pies del caballete llevan practicadas entalladuras para su apoyo sobre los cables. Debiendo tener las viguetas del tablero una longitud igual a la mitad de la luz del tramo, el empleo de este tipo debe limitarse a

la construcción de puentes normales cuya luz no exceda de 12 ó 14 m., o a la construcción de pasaderas cuya luz máxima sea de 20 m.

Cálculo de los elementos. Cables. Sean: p = carga y máxima sobrecarga en kilogramos por m. l. de puente.
 p' = peso del caballete. L = luz del tramo.

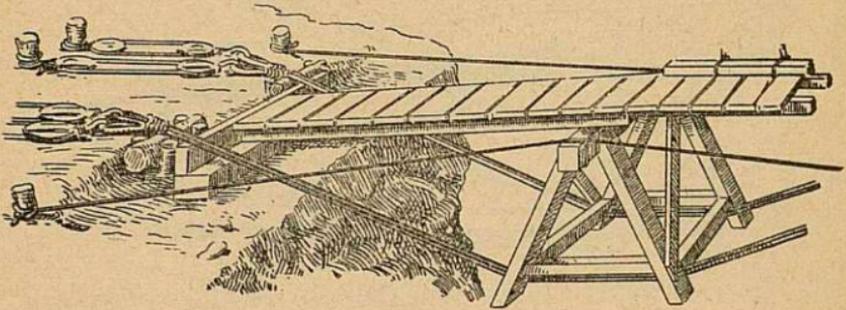


Fig. 125.

$P = \frac{1}{2} p L + p'$ = carga total que el caballete transmite al conjunto de los cables.

$2q$ = carga total que insiste sobre un cable. Su valor es:

$2q = \frac{1}{n-1} P$, si hay n cables igualmente espaciados, siendo $n > 2$.

$2q = \frac{1}{2(n-1)} P$, si hay dos haces de cables, uno a cada lado, con n cables en cada haz y siendo $n > 2$ (fig. 125).

En los dos casos, cuando $n = 2$ se dividirá P por n o por $2n$, respectivamente, para hallar el valor de $2q$.

α = ángulo de la horizontal con la tangente al cable en su extremo.

La tracción que sufre cada cable es:

$$[144]; \quad T = \frac{q}{f} \sqrt{\frac{L^2}{4} + f^2} = \frac{q}{\text{sen } \alpha}.$$

Cuanto mayor sea la altura del caballete, y por lo tanto, $\text{sen } \alpha$, menor resulta la tensión en cada cable. Para el diámetro de este último véanse párrafos 14 y 16.

Amarraderos.—Las componentes elementales de la tensión en cada cable son: la horizontal = $q \cdot \text{cot. } \alpha$; la vertical = q . Los amarraderos deben resistir a la acción de las componentes totales, que son las anteriores multiplicadas por n .

100. Puentes de crucetas o caballetes sostenidos por cables.—Su disposición se indica en las figuras 126 y 128. La figura 127 da el detalle de las crucetas y la 129 el de los caballetes.

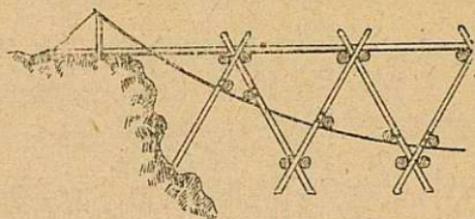


Fig. 126.

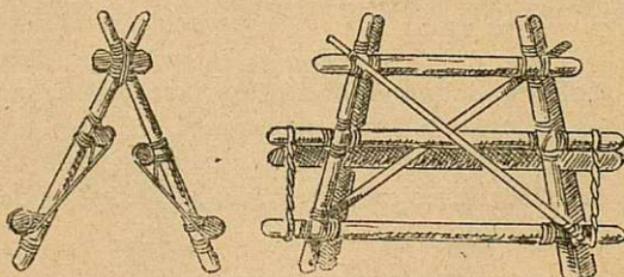


Fig. 127.

El empleo de estos puentes debe limitarse al caso en que la luz de los mismos quede comprendida entre 15 y 20 metros, como máximo. Los tramos entre caballetes se harán de $3 \div 5$ m. de longitud.

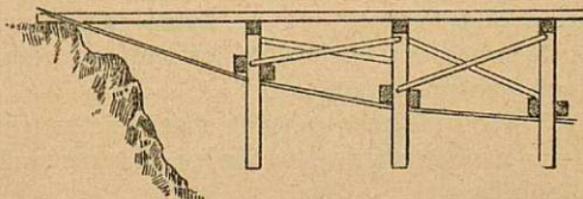


Fig. 128.

Cálculo de los elementos cuando se colocan dos caballetes de igual altura, que dividen a la luz del puente en tres tramos de igual longitud = $\frac{1}{3}$ L.—Cables. Iguales notaciones que en el párrafo 99 anterior, pero haciendo:

$$[145]; \quad P = 0,366 p l + p'.$$

Tensión en cada cable:

$$[146]; \quad T = \frac{2q}{3h} \sqrt{9h^2 + L^2} = \frac{2q}{\text{sen } \alpha},$$

siendo h la altura de los caballetes.

Amarraderos. Las componentes elementales de la tensión T son: la horizontal $= \frac{2q}{\text{tg. } \alpha}$; la vertical $= 2q$. Multiplicadas por n darán los valores de las componentes totales.

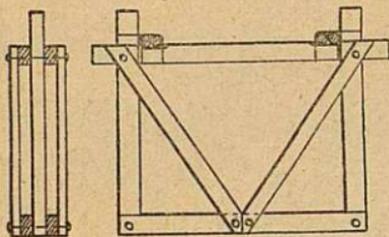


Fig. 129.

das por n darán los valores de las componentes totales.

101. 3.º—Puentes de cables suspendidos de obenques. — Tratándose de pasaderas o puentes ligeros cuya luz l sea de 15 a 30 m, como máximo,

puede emplearse la disposición representada en la figura 130. Sobre dos cables o dos haces de cables $C C'$, bien amarrados en las orillas, se apoyan los traveseros a, b, b', a' ; los puntos de enlace de los cables y traveseros se suspenden de

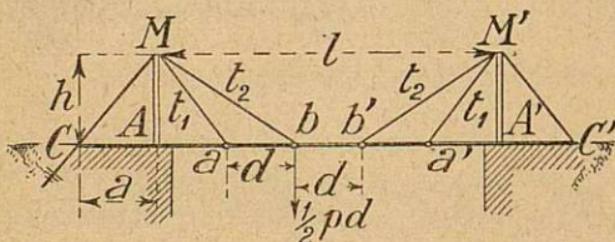


Fig. 130.

dos pilares $A M$ y $A' M'$, de igual altura, por medio de los obenques $a M, b M, b' M'$ y $a' M'$. Estos cables inclinados, después de pasar por encima de los pilares formando un haz, se amarran en los puntos C y C' .

La disposición indicada permite disminuir la tensión de los cables y la resistencia de los amarres, aumentando la altura de los pilares.

Cálculo de los elementos.—*Cables.* Sea p = carga y sobrecarga total por m. l. de puente; $d = A a = a b = b b' = b' a'$ en la figura.

Las tensiones de cada obenque son las siguientes:

$$[147]; \quad t_1 = \frac{p d}{2h} \sqrt{h^2 + d^2}.$$

$$[148]; \quad t_2 = \frac{p d}{2h} \sqrt{h^2 + 4 d^2}.$$

Tensión en cada cable C C' o haz de cables:

$$[149]; \quad T = \frac{3 p d^2}{2 h}$$

Compresión que sufre el pilar A M, por parte del fiador único M C:

$$[150]; \quad C = p \cdot d \left(1 + \frac{3 d}{2 a} \right)$$

Tensión en el fiador M C:

$$[151]; \quad T_1 = \frac{3 p d^2}{2 h a} \sqrt{h^2 + a^2}$$

102. Otras disposiciones de puentes suspendidos de cables inclinados.—Se representan en las figuras 131, 132 y

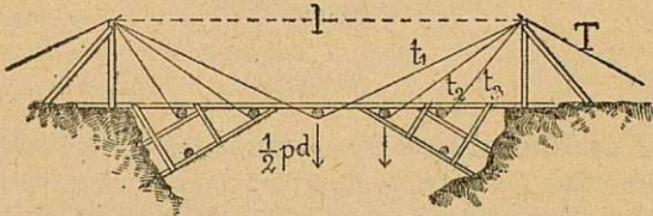


Fig. 131.

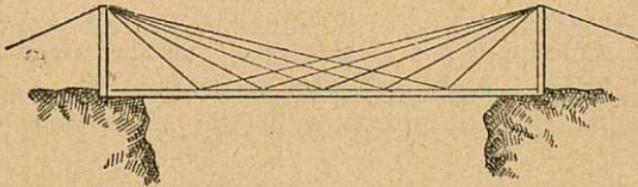


Fig. 132

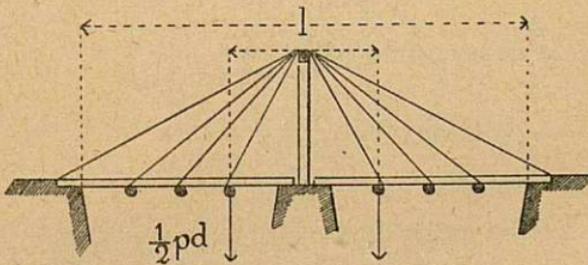


Fig. 133

133. Los traveseros que sirven de apoyo al tablero se encuentran suspendidos de cables inclinados.

La altura de los pilares (fig. 131), conviene que sea $= \frac{1}{4} l$.

103. 4.º—Puentes colgantes. Su disposición general. Dos cables o dos haces de *cables de suspensión*, uno a cada lado del puente, se unen por medio de *péndolas* a los traveseros que sostienen el tablero (fig. 134). Los cables de suspensión pasan por encima de los *pilares* construídos en las orillas, y van a unirse a los *amarraderos* o *macizos de amarré*. La parte de cable comprendida entre éstos últimos y los pilares se llama *fiador* o *cable de retenida*.

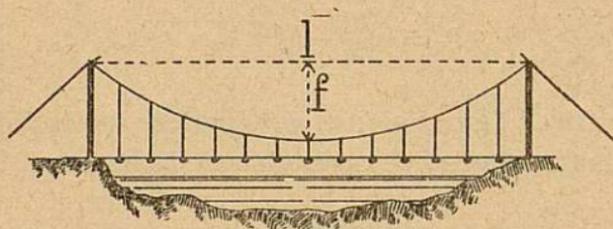


Fig. 134.

Sólo puede ser admisible la construcción de esta clase de puentes para luces de 50 m., como máximo. Las dificultades de su montaje y el mucho tiempo que exige su construcción obligan a no emplear este tipo, como puente militar, más que en casos excepcionales.

104. Cálculo de los elementos de un puente colgante.—Longitud y flecha del cable de suspensión.—La longitud aproximada del cable de suspensión es:

$$[152]; \quad L = l + \frac{8 f^2}{3 l}.$$

La flecha de los cables suele ser:

$$f = \frac{1}{10} l \div \frac{1}{20} l.$$

Tensión del cable de suspensión.—Sea p la carga y sobrecarga por m. l de puente, incluyendo el peso del cable por m. l. La tensión en cada cable o haz de cables colocados a cada lado del puente es:

$$[153]; \quad T = \frac{p l}{4} \sqrt{1 + \frac{l^2}{10 f^2}}.$$

Llamando r a la relación $\frac{l}{f}$, puede admitirse, con un error despreciable, que

$$[154]; \quad T = \frac{p l}{16} \left(r + \frac{8}{r} \right),$$

y así resulta que

$$\text{para } r = \frac{l}{f} = 10 \text{ es } T = 0,67 p \quad .$$

$$» \quad r = 12 \quad \quad \quad » \quad T = 0,79 p . l.$$

$$» \quad r = 15 \quad \quad \quad » \quad T = 0,97 p . l.$$

La tensión en cada cable, suponiendo que haya n cables en cada haz, será $\frac{1}{n} T$. Para hallar el diámetro acúdase a los párrafos 14 y 16.

Tensión de las péndolas.—Siendo d la longitud de un tramo o distancia entre dos traveseros consecutivos, la tensión en cada péndola es $t = \frac{1}{2} p . d$. Si cada péndola se forma

con n' cuerdas iguales, de sección ω , debe resultar $n' \omega > \frac{t}{R}$, siendo R el coeficiente de trabajo.

Longitud de las péndolas y del cable necesario para todas ellas.—Suponiendo referida la parábola, que aproximadamente forma el cable, al sistema de ejes coordenados rectangulares que tiene su origen en O (fig. 135), y el eje de

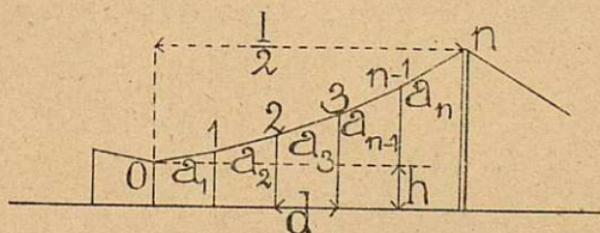


Fig. 135.

las X horizontal, la ordenada de un punto cualquiera de la parábola de abscisa x es:

$$[155]; \quad y = \frac{4 f^2}{l^3} x^2.$$

La longitud de la péndola en el mismo punto es $l = y + h$, siendo h la distancia desde O al tablero.

Sea $n - 1$ el número de ordenadas diferentes de cero que corresponden a las péndolas en la mitad del cable. La longitud aproximada del cable sencillo que, sin contar el necesario para los amarres, es necesaria para todas las péndolas del puente es:

Si hay péndola en el vértice O (fig. 135):

$$[156]; \quad \frac{4}{3} f (n - 1) + 2 h (2 n - 1).$$

Si no hay péndola en el vértice, por ser impar el número de tramos de cable:

$$[157]; \quad \frac{4}{3} f (n - 1) + 4 n h.$$

Longitud y dirección de un lado cualquiera del polígono funicular.—El lado que ocupa el lugar n tiene por longitud:

$$[158]; \quad a_n = \sqrt{d^2 + (y_n - y_{n-1})^2}$$

deduciendo y_n e y_{n-1} de la fórmula [155];

Gráficamente se determina la magnitud y dirección de un lado cualquiera del polígono funicular por el procedimiento siguiente (fig. 136).

Trácese $A B = d$; en el punto B, se traza $B m \perp B$; se divide $B m$ en n partes iguales a $\frac{2f}{n(n+1)}$ (en el caso de la figura 135), o iguales a $\frac{2f}{n(n-1)}$ si no hay péndola en el vértice O;

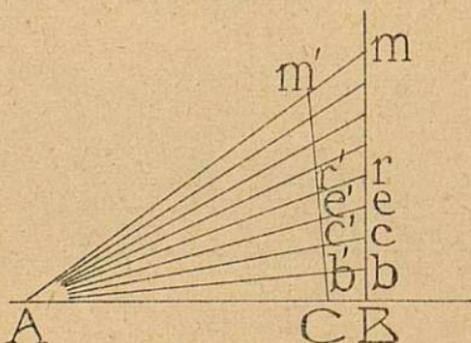


Fig. 136.

tice O; únense los puntos b, c, e, r , etc., con A; tómese $B C = \frac{1}{9} d$ y $m m' = \frac{1}{6} A m$, y uniendo m' con C, los lados del polígono, en magnitud y dirección, serán $b' A, c' A, e' A, \dots$, si no hay lado horizontal en el cable, y $C A, b' A, e' A, \dots$, si lo hay.

Altura de los pilares y presión vertical que sufren.—

La altura de los pilares de apoyo es: $H = f + f' + e$, siendo f la flecha del cable; f' la del tablero, que puede ser cero, y e la distancia entre vértices de las dos parábolas, que será $= h$ si el tablero es horizontal.

La presión que reciben los pilares, siendo los dos extremos de igual altura es:

$$P = p \frac{l}{2}$$

en el punto de apoyo de cada haz de cables. Se supone que el fiador o la tangente a la parte curva del cable, en su punto más alto, forma ángulos iguales con la vertical del punto de apoyo, único medio de que la resultante de las tensiones iguales en el cable, o haz de cables, y en el fiador sea vertical.

Si la tangente al cable y el fiador forman ángulos desiguales con la vertical del punto de apoyo del cable, la resultante será inclinada, y sus componentes, vertical y horizontal, tenderán a comprimir y volcar el pilar, respectivamente.

Si en el centro del puente existe algún apoyo intermedio que sostiene el cable de los dos tramos contiguos al mismo, se descomponen las tensiones de cada cable en sus dos componentes, vertical y horizontal. La presión que obra sobre el apoyo será igual a la suma de las componentes verticales.

La fuerza que tiende a volcar el pilar será la componente de una de las tensiones, suponiendo un tramo descargado y el otro con su máxima sobrecarga.

Amarraderos.— a) Con plataforma cargada con tierra o piedras.— Componente vertical de la tensión en cada

$$\text{haz} = \frac{pl}{4}; \text{ componente horizontal} = \frac{p l^2}{16 f}.$$

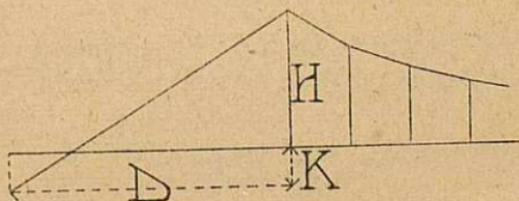


Fig. 137.

Enterrado el punto de amarre a la profundidad de K metros (fig. 137), su distancia al pilar, para que el cable y fiador formen ángulos iguales con la vertical, debe ser:

$$[159]; \quad D = \frac{l(H + K)}{4 f}.$$

Siendo m el peso en kg. del m^3 de tierra o piedra con que se carga la plataforma de cada amarradero, la superficie S de la misma, en m^2 , debe ser:

$$[160]; \quad S = \frac{3 p l}{4 m K},$$

adoptando un coeficiente de seguridad igual a 3.

El volumen del prisma de tierras que ha de quedar delante de la plataforma, para que el terreno resista a la componente horizontal de la tensión, es con ligero exceso:

$$[161]; \quad V = \frac{p l^2}{8 m f} = D \times K \times a \text{ metros cúbicos,}$$

siendo a la dimensión de la plataforma, medida paralelamente a la orilla. Si el producto $D \times K \times a$ resulta menor que V , se aumentará la profundidad K que se haya fijado.

b) *Macizos de amarre.*—Fig. 138. Cuando a cada lado del puente se utilice un macizo de fábrica, de P kg. de peso

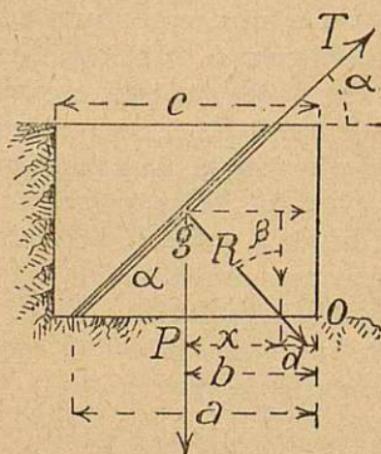


Fig. 138.

para hacer el amarre de los fiadores, teniendo en cuenta que este cable o haz de cables se encuentra sometido a la tensión total

$$[153]; \quad T = \frac{1}{4} p l \sqrt{1 + \frac{l^2}{16 f^2}}$$

será necesario comprobar que se verifica:

$$1.^\circ \quad P = \frac{1}{4} p l + \frac{1}{20} p l, \text{ por lo menos.}$$

2.º (Para la estabilidad del macizo):

$$\text{tg. } \beta < f'; \quad d > \frac{1}{3} c$$

siendo f' el coeficiente de rozamiento de las mamposterías con el terreno. Su valor = 0,50 a 0,55.

3.º (Para la resistencia del terreno en el punto O):

$$[162]; \quad R' \cong \frac{R \cos \beta}{\omega} \left(1 + \frac{6x}{e} \right)$$

siendo R' la mayor presión que puede resistir el terreno por unidad superficial; e el espesor del macizo, en sentido perpendicular al plano de figura y $\omega = c \times e$, el área de su sección en la base.

Los valores numéricos de las incógnitas, en función de los datos, son:

$$[163]; \quad R = \sqrt{P^2 + T^2 - 2PT \sin \alpha}; \text{ (resultante de P y T).}$$

$$[164]; \quad d = \frac{P \times b - T \times a \sin \alpha}{P \alpha - T \sin \alpha}; \quad b = \frac{1}{2} c.$$

$$[165]; \quad \operatorname{tg.} \beta = \frac{T \cos \alpha}{P - T \sin \alpha}; \quad x = \frac{1}{2} c - d.$$

Todo, en la hipótesis de que el cable y fiador formen ángulos iguales con la vertical. Si el fiador forma con la vertical un ángulo φ , distinto del que forma el cable, los valores de la tensión total y de las componentes, para cada haz de fiadores, son los siguientes:

$$[166]; \quad T = \frac{1}{16} \frac{p l^2}{f} \sqrt{1 + \frac{1}{\operatorname{tg.} \varphi^2}}$$

$$\text{Componente horizontal} = \frac{1}{16} \frac{p l^2}{f}$$

$$\text{Componente vertical} = \frac{1}{16} \frac{p l^2}{f \times \operatorname{tg.} \varphi}$$

La resultante de las tensiones, en cable y fiador, es vertical.

105. Puente colgante con pilares extremos desiguales (fig. 139) — Siendo l la luz del puente, los valores de l_1 y l_2 serán:

$$l_1 = \frac{l \sqrt{f_1}}{\sqrt{f_1} + \sqrt{f_2}} \quad l_2 = \frac{l \sqrt{f_2}}{\sqrt{f_1} + \sqrt{f_2}}$$

Todos los demás valores, tensión del cable, péndolas, etcétera, se deducen de las mismas fórmulas anteriores, haciendo en ellas: $l = 2 l_1$ y $f = f_1$ para el cable de la izquierda, y $l = 2 l_2$ y $f = f_2$ para el cable de la derecha (párrafo 104).

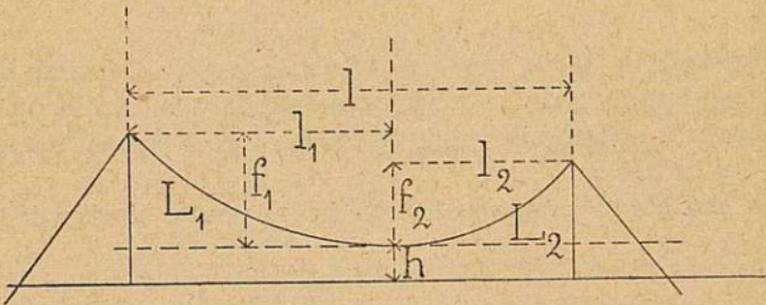


Fig. 139.

106. Diferentes clases de puentes suspendidos.—A todas ellas son aplicables las fórmulas anteriores.

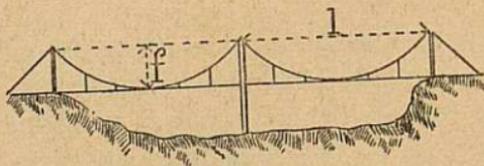


Fig. 140.

La figura 140 representa un puente colgado, con un pilar intermedio.

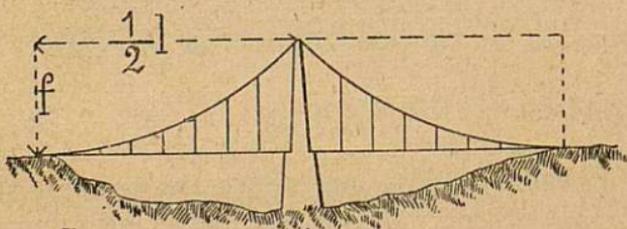


Fig. 141.

La figura 141 un puente colgado, con un solo apoyo intermedio.

La figura 142 un puente colgado, con tornapuntas laterales T, para disminuir en parte la tensión que el cable sufre por el paso de grandes cargas.

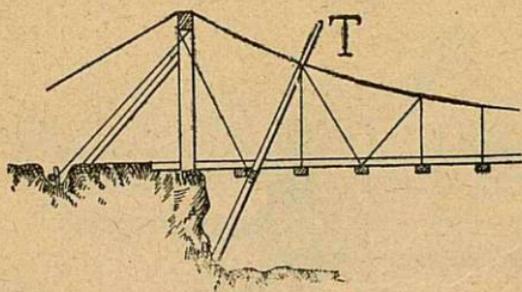


Fig. 142.

107. Organización detallada de los puentes colgantes.—a). Caballetes y pilares de apoyo de los cables.—La figura 143 representa la disposición de la parte superior de

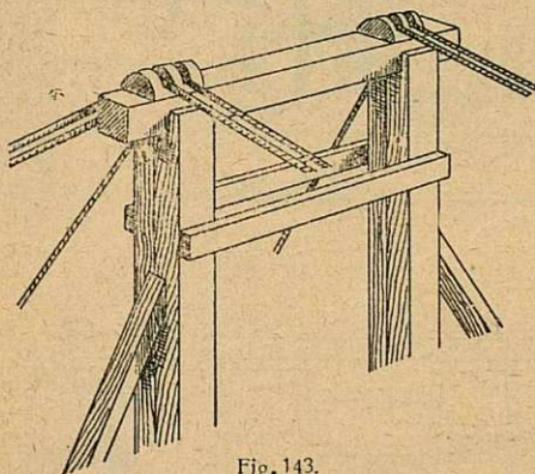


Fig. 143.

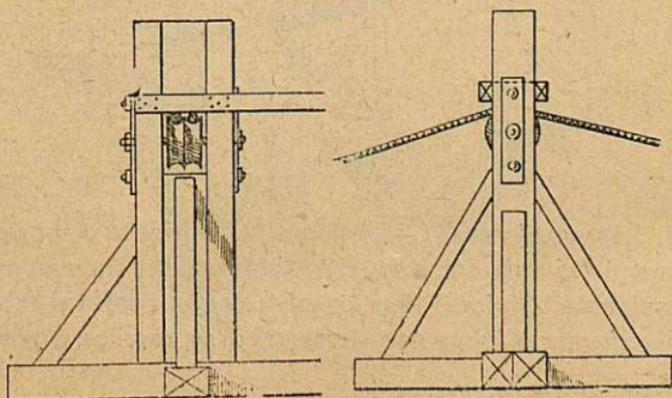


Fig. 144.

un caballete y la 144 la mitad de un caballete sin cumbrera, estando los cables sostenidos por poleas.

La figura 145 indica la organización de un caballete hecho con rollizos y la 146 un pilar compuesto de dos caballetes de cuatro pies con soleras.

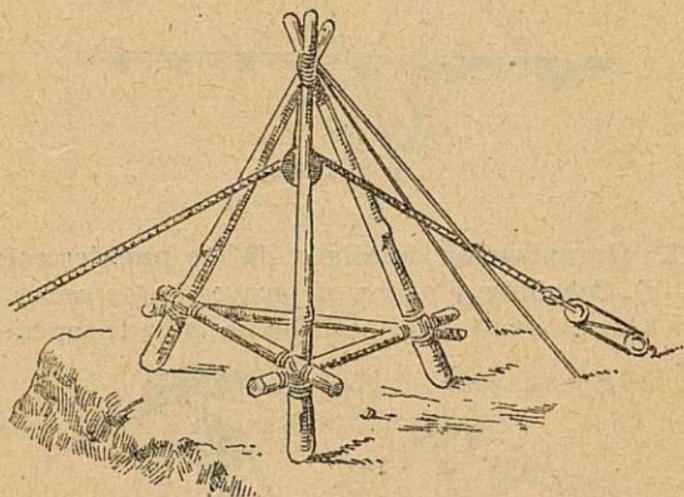


Fig. 145

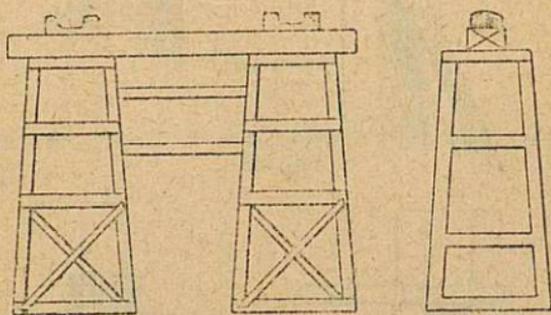


Fig. 146.

▣ *b*). *Amarraderos* (1).—La figura 147 indica la disposición de una plataforma compuesta de tablones T y travesaños N que sujetan a las piezas M, a las cuales se amarran los cables. La plataforma se carga con tierra, piedras, carriles, vigas de madera, etc.

(1) Pueden verse otros tipos de amarraderos en el I.^o L. — M. de I. de S. y C, capítulo IV.

Las figuras 148 y 149 representan dos tipos de amarraderos hechos con rollizos.

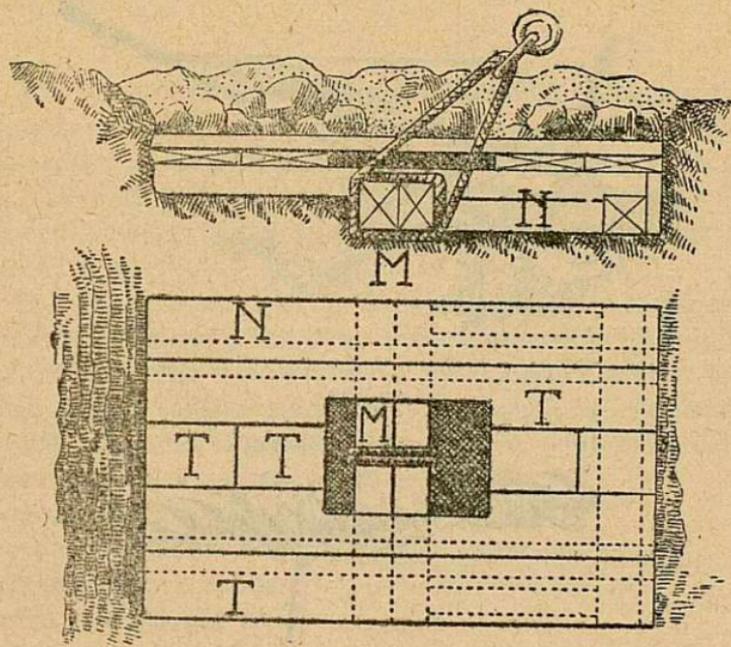


Fig. 147.

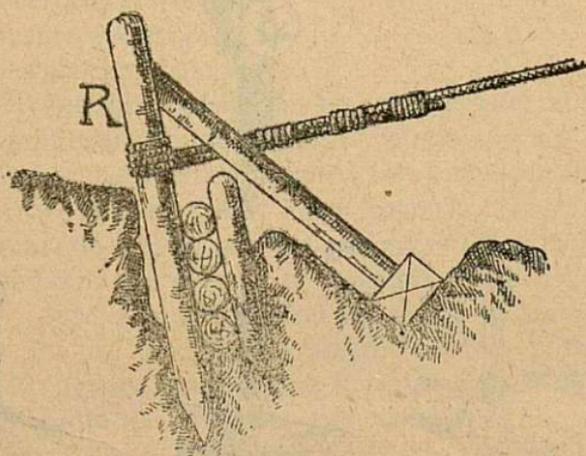


Fig 148.

c). Unión de las péndolas al cable.—Esta unión, cuando las péndolas y el cable son de cuerda, puede hacerse, según

se indica en la figura 150, con un nudo de pata de cabra. También puede hacerse la unión empleando herrajes especiales, como se indica en la figura 151.

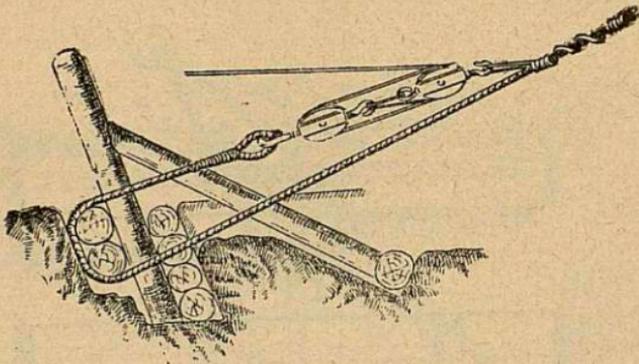


Fig. 149.

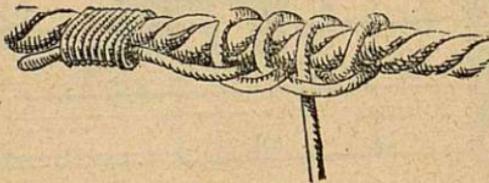


Fig. 150.

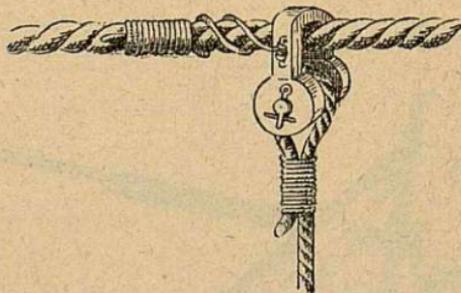


Fig. 151.

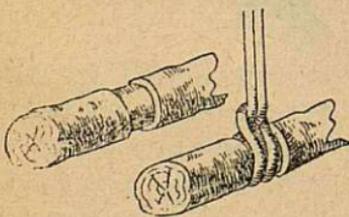


Fig. 152.

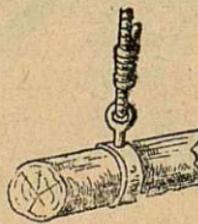


Fig. 153.

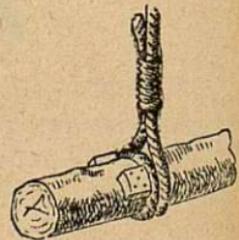


Fig. 154.

d). Unión de los traveseros a las péndolas.—Puede hacerse como se indica en las figuras 152, 153 y 154

H.—Puentes volantes.

108. Sus características y clasificación.—Los puentes de esta clase exigen muy poco material, se construyen rápidamente y no interrumpen la navegación. Cuando el río no es muy ancho y la corriente bastante rápida, pueden utilizarse con ventaja para el paso de tropas de todas las armas en poco tiempo.

Están constituidos por un flotante que efectúa la travesía girando alrededor de un punto fijo o permaneciendo unido a un cable tendido a través del río. En el primer caso se llaman puentes volantes sin fiador, y en el segundo, con fiador.

109. Puentes volantes sin fiador.—El punto fijo, alrededor del cual gira la compuerta de embarque, puede establecerse en una orilla o en el mismo lecho del río. En este segundo caso, los elementos de que consta el puente volante son los siguientes (fig. 155): la compuerta de embarque *c* o puente volante propiamente dicho; el anclaje *a*; los desembarcaderos *d*, y los sostenes *s* del cabo de ancla.

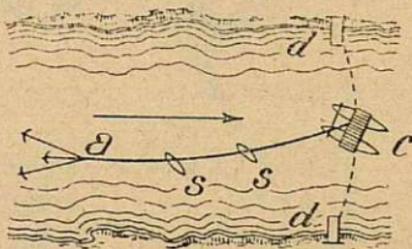


Fig. 155.

Compuertas de embarque.—Siempre que sea posible se formará la compuerta con dos o tres embarcaciones largas, estrechas, de bordas altas y que tengan la proa y popa poco elevadas. Se colocan separadas (figuras 156 y 157), a la mayor distancia que permita la escuadría de las viguetas *V* del tablero, y se unen unas a otras por medio de amarras cruzadas *A*. En los extremos del tablero se colocarán tablones de tope *T*, ligados a las viguetas *V* y a las viguetas de trinca. Al punto medio de la vigueta más próxima a las proas, previamente unida a la siguiente del tablero por medio de ligaduras, se unirá el cabo de ancla.

Sólo a falta de mejores elementos deben utilizarse como flotantes las balsas de toneles o las de varias tongadas de troncos de árbol.

Como sobrecarga práctica sobre la compuerta no es prudente tomar más de los $\frac{3}{4}$ de la fuerza de flotación absoluta de los flotantes, disminuida en el peso propio del tablero.

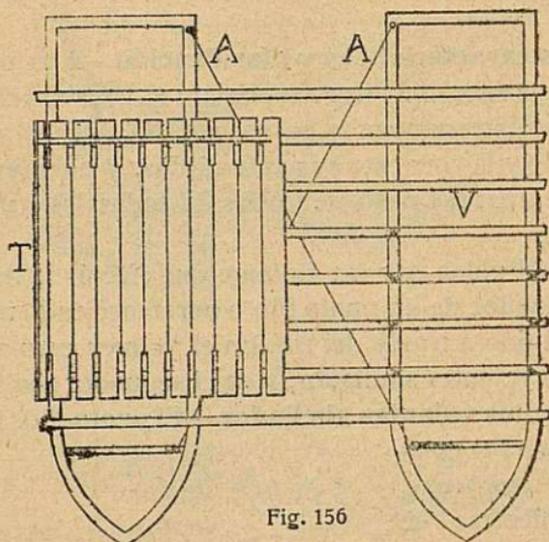


Fig. 156

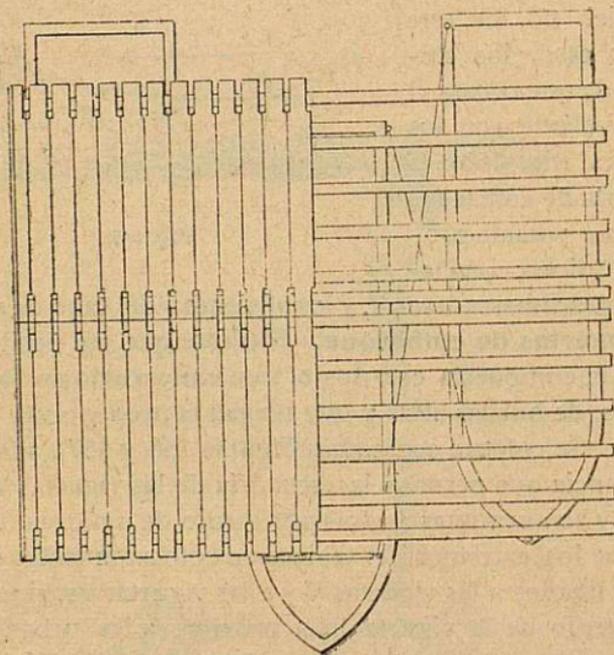


Fig. 157.

Horca (fig. 158). Su objeto es disminuir el número de sostenes y elevar el cabo de ancla por encima del tablero, para que aquél no sea un obstáculo a la circulación sobre la com-

puerta. El empleo de la horca no es ventajoso más que en el caso de ser la anchura del río superior a 80 m., es decir, cuando han de emplearse más de tres sostenes para el cabo de ancla.

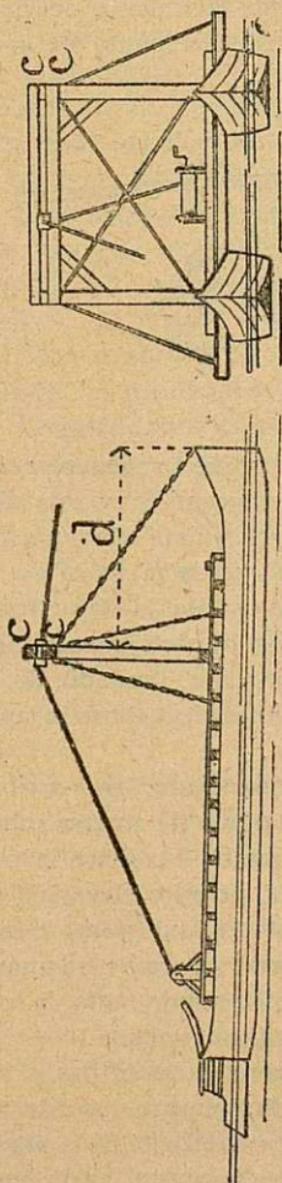


Fig. 158.

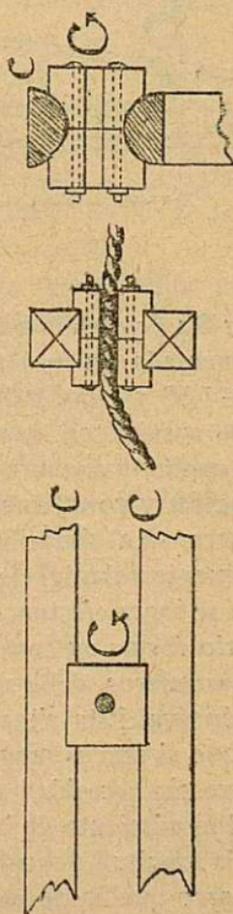


Fig. 159.

Está formada por un caballete, de 4 a 6 metros de altura, colocado a una distancia de la proa $d = \frac{1}{3}$ de la longitud de la compuerta. La doble cumbrera del caballete, C C, sirve de guía al *gato* G (fig. 159), formado con dos tarugos unidos

con pernos. Por el taladro central que los atraviesa pasa el cabo de anclaje.

Sostenes del cabo de ancla.—Se emplean cuando es grande la longitud del cabo, por la necesidad de sostenerlo fuera del agua, para evitar la acción de la corriente sobre el mismo, que tiende a hacer más lenta la travesía del puente volante. La distancia del primer sostén al punto de anclaje

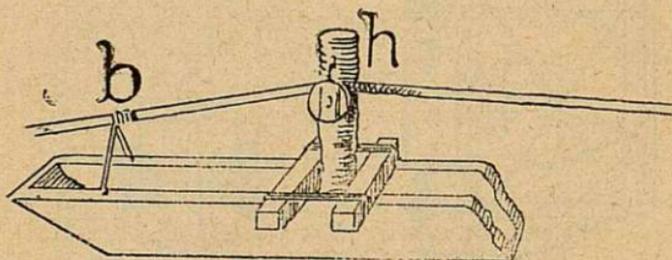


Fig. 160.

debe ser 6 a 8 veces la profundidad a que se encuentra el ancla, aumentada en la altura de la horquilla; y esta altura $h = 1 \div 1,50$ m. (fig. 160). El cable se sujeta a la proa de la barquilla sostén con una brida de cuerda *b*. Basta un solo sostén cuando la anchura del río no excede de 50 metros.

Situación y constitución de los puntos de anclaje o de amarre.—La situación del punto fijo, alrededor del cual gira el puente volante, ejerce gran influencia sobre la rapidez con que se logra efectuar la travesía.

Si el río forma un codo muy pronunciado, agua-arriba de los embarcaderos, debe situarse el punto de amarre sobre la orilla cóncava. Esta situación del punto fijo sobre la orilla, sobre todo si ésta es muy escarpada, permite elevar el cabo de amarre sin necesidad de los sostenes, que siempre entorpecen el movimiento de la compuerta, y permite además aumentar la longitud del cabo y disminuir, por tanto, la longitud del arco que ha de recorrer el puente volante.

De no utilizarse un punto de amarre en las orillas, el punto de anclaje se situará en la vaguada, siempre que esta coincida con el punto medio de la anchura del río. Si la vaguada se encuentra próxima a una orilla se fondea el ancla junto a la orilla opuesta. En todos los casos el ancla se fondeará agua-arriba del puente.

Cuando la naturaleza del lecho no permita establecer en él el punto de anclaje y el río es estrecho, lo más práctico es embarcar en el puente los extremos libres de dos cabos de

ancla, amarrados cada uno de ellos en una orilla; cobrando de uno de los cabos y arriando el otro se maneja fácilmente el puente volante.

Si el río es de mucha anchura, será necesario establecer dos puentes volantes, que circulan desde cada orilla hasta una compuerta bien anclada en el centro del río.

Siempre que sea posible se utilizarán pilotes clavados en el lecho del río para amarrar a ellos el cabo de ancla. Estos puntos de amarre, como los situados en las orillas, permiten mantener elevado el cabo de ancla, aumentar su longitud y hasta anular la acción que sobre él ejerce la corriente.

Si es necesario recurrir a los anclajes no bastará, en general, una sola ancla. Se fondearán varias, uniéndolas por medio de amarras al cabo de anclaje; la mayor se fondea en el centro, en la dirección de la corriente, y otras dos laterales pueden fondearse en las direcciones que ha de tomar el cable en sus posiciones extremas (fig. 155).

Longitud del cabo de ancla. Inclinación de la compuerta con respecto a la dirección de la corriente.—Según demuestra la experiencia, la longitud del cabo de anclaje no debe exceder de 1,5 a 2 veces la anchura del río.

Para hacer la travesía con la mayor rapidez posible conviene que el costado de agua-arriba de la compuerta forme un ángulo de 45° con la dirección de la corriente. Este ángulo se va haciendo disminuir poco a poco a medida que se va aproximando el flotante al embarcadero de la segunda orilla.

110. Puentes volantes con fiador.—Como en los puentes volantes anteriores (párrafo 109), el movimiento de la compuerta se obtiene sólo por la acción de la corriente. Su empleo exige, por lo tanto, que la velocidad de esta última sea superior a 1 m. por segundo.

En este tipo de puentes, la compuerta *c* (figura 161), se une al fiador *f*, tendido de una a otra orilla, por intermedio de una brida formada por un aparato de roldanas, que corren sobre el cable, y una guindaleza sujeta a la compuerta.

A menos de que se disponga de puntos de amarre bastante elevados y resistentes en las orillas, el empleo del fiador debe limitarse al caso en que la anchura del río no sea superior a 120 m.

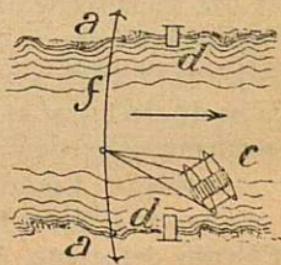


Fig. 161.

Para que el cable fiador no quede sumergido ni sea obstáculo a la navegación, es necesario elevarlo en las orillas por medio de postes o caballetes sujetos con vientos. Apoyado el cable sobre poleas colgadas de los postes o caballetes, se hace firme en una orilla y se tensa en la otra con la ayuda de un torno.

Mediante un triple enlace del aparato de roldanas con la proa y popa de la compuerta (fig. 161), se consigue mantener el puente inclinado de 45 a 50° con relación a la corriente.

El fiador se coloca a 8 ó 10 m. de los embarcaderos. La longitud de la guindaleza, que forma la brida, debe ser la suficiente para que la proa de la compuerta se encuentre del fiador a una distancia horizontal comprendida entre una y dos veces la mayor altura del cable sobre el agua.

La figura 162 representa el aparato de roldanas del mate-

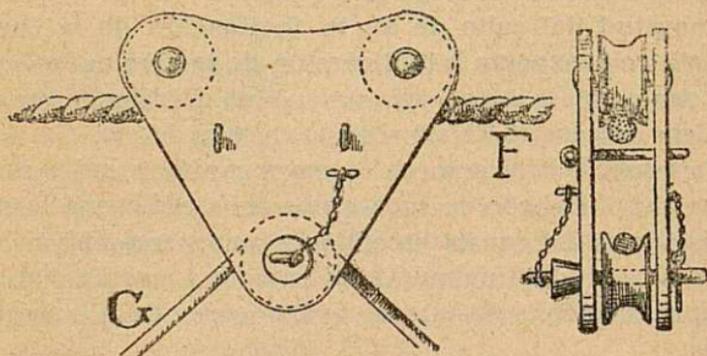


Fig. 162.

rial de puentes reglamentarios. Entre dos quijadas de hierro lleva tres roldanas de bronce: dos de ellas, fijas, corren sobre el fiador; la tercera es de eje móvil y sobre ella se apoya la guindaleza G unida a la compuerta.

Si ha de efectuarse el p so con embarcaciones aisladas, y la corriente no es muy rápida, se puede prescindir del aparato de roldanas. Las tripulaciones de las barcas o pontones se expían por el fiador.

Cálculo del cable. Sean: $2l$ = longitud total del cable fiador entre sus puntos de suspensión; f = flecha que toma bajo la acción de su propio peso y de un peso equivalente a la acción de la corriente y del viento sobre la compuerta cargada, supuesta ésta en el centro del río; P = peso propio de la mitad del fiador, sumado con la acción del viento.

Sobre dicho cable y con la mitad del peso equivalente a la acción de la corriente y del viento sobre la compuerta:

$$[167]; \quad T = \frac{P}{f} \sqrt{f^2 + \frac{l^2}{4}}.$$

Esta fórmula da la tensión total a que se encuentra sometido el fiador.

La presión Q en kg. que un viento o una corriente de agua, de V metros de velocidad relativa por segundo, ejercen sobre una superficie plana de S metros cuadrados, que forma un ángulo α con la dirección de la corriente, tiene por valor:

$$[168]; \quad Q = K \cdot S \cdot V^2 \cdot \text{sen}^2 \alpha$$

siendo $K = 25$ para el agua y $K = 0,20$ para el aire. (Véase párrafo 16).

La acción del viento sobre un cable tendido de orilla a orilla, de un diámetro igual a d metros, se calculará por la fórmula:

$$[168']; \quad p' = \frac{1}{7,5} V^2 \cdot d, \text{ en kg. por l. m.}$$

en la cual V representa la velocidad del viento en metros por segundo.

Ejemplo: Longitud total del fiador entre puntos de amarré = $2l = 150$ m.

Diámetro del cable de acero = $d = 0,023$ m.

Carga de rotura de este cable = $F = 19100$ kg.

Carga admisible de trabajo = $C = \frac{1}{5} F = 3820$ kg.

Peso de este cable por m. l. = $p = 1,60$ kg.

Velocidad máxima del viento = $V = 10$ m. por segundo.

Se supone su dirección igual a la de la corriente y del mismo sentido.

Velocidad de la corriente = $V_1 = 1,50$ m. por segundo.

Flecha del cable tendido = $f = 2$ m.

Peso de la mitad del fiador:

$$pl = 1,60 \times 75 = 120 \text{ kg.}$$

Acción del viento sobre la mitad del fiador:

$$p' l = \frac{1}{7,5} 10^2 \times 0,023 \times 75 = 23 \text{ kg.}$$

Superficie que la compuerta presenta a la acción del viento = $S_1 = 10 \text{ m}^2$.

Angulo que forma el eje longitudinal de un flotante de la compuerta con la dirección del viento = $\alpha = 45$ grados.

Presión total que ejerce el viento sobre la compuerta, en dirección normal a los ejes longitudinales de los flotantes:

$$q_1 = K \cdot S_1 \cdot V^2 \text{ sen}^2 \alpha \cdot \text{sen } \alpha = 0,20 \times 10 \times \\ \times \overline{10}^2 \times 0,707^3 = 70 \text{ kg.}$$

Superficie vertical que ofrece al viento la carga situada sobre la compuerta = $S_2 = 8 \text{ m}^2$.

Acción del viento sobre esta última superficie:

$$q_2 = K \cdot S_2 \cdot V^2 = 0,20 \times 8 \times \overline{10}^2 = 160 \text{ kg.}$$

Superficie sumergida de la compuerta = $S_3 = 9 \text{ m}^2$.

Presión que ejerce la corriente en dirección normal a los ejes longitudinales de los flotantes:

$$q_3 = K \cdot S_3 \cdot V_1^2 \text{ sen}^2 \alpha \cdot \text{sen } \alpha = 25 \times 9 \times \\ \times \overline{1,5}^2 \times 0,707^3 = 177 \text{ kg.}$$

Así resulta el valor de P:

$$P = (p + p') l + \frac{q_1 + q_2 + q_3}{2} = 347 \text{ kg. } \sim.$$

Por consiguiente, la tensión que actúa sobre el cable fiador durante el paso de la compuerta es:

$$T = \frac{347}{2} \sqrt{4 + \frac{75}{4}} = 6524 \text{ kg. por exceso.}$$

Como ha resultado T mayor que C, es necesario aumentar el diámetro del cable, a menos que, con el viento fuerte supuesto, se le haga trabajar con la tensión hallada, que excede ligeramente al tercio de la carga de rotura.

III

Refuerzo de los puentes militares y reparaciones
rápidas en los puentes de carretera.

11

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

PHYSICS DEPARTMENT

1.º—Refuerzo de los puentes militares.

111. Refuerzo de la superestructura de los puentes normales.—Puede efectuarse por los medios siguientes:

a) Aumentando la escuadría o el número de viguetas longitudinales, y yuxtaponiendo algunas si es preciso, con el fin de repartir sobre dos o tres viguetas la presión que ejercen las ruedas de los carruajes más pesados. Este medio exige interrumpir la circulación por el puente. Ello puede evitarse recurriendo al procedimiento que sigue:

b) Sin levantar los tablonos del pavimento, se substituyen las viguetas guarda-ruedas o de trinca por dos filas de viguetas de refuerzo *r* (fig. 163), bien empalmadas las de cada fila y colocadas encima de las viguetas *v*, extremas del tablero. Por debajo de estas mismas viguetas, y en el centro del tramo, se coloca un travesero *t*, de la misma escuadría que las viguetas de refuerzo, y se unen estas últimas a los extremos de dicho travesero por medio de estribos de hierro *e e*, de 50 por 8 mm. de sección mínima. Las viguetas *r* se acuñan bien sobre las cumbreras para que transmitan a las mismas, con seguridad, el esfuerzo que aquéllas soportan

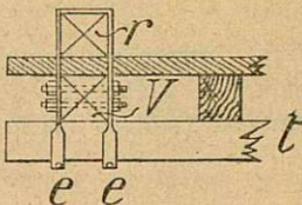


Fig. 163.

Tal disposición, aplicable a tramos cuya luz no exceda de 4 metros, pero susceptible de emplearse en todos los puentes normales sobre apoyos fijos, sean las viguetas enterizas, sean de madera y hierro, permite la circulación por el puente de una carga suplementaria igual a tres veces la que resiste una sola de las viguetas de refuerzo en el punto medio de su longitud.

Las viguetas *r* pueden ser iguales a las del tablero, y su longitud igual a la luz del tramo.

c) En los puentes de pilotes y en los puentes de barcas para cargas muy pesadas se refuerza el tablero empleando dos capas de viguetas superpuestas, separadas por traveseros. Véase párrafo 30).

d) En el tipo anterior (c), se refuerzan las viguetas con zapatas dispuestas sobre las cumbreras de las cepas (fig. 164-A), o se emplean sopandas en el centro del tramo, debajo de cada vigueta (V. párrafo 69 — 3.º).

Esta disposición es susceptible de modificarse en la forma que se indica en la figura 164-B.

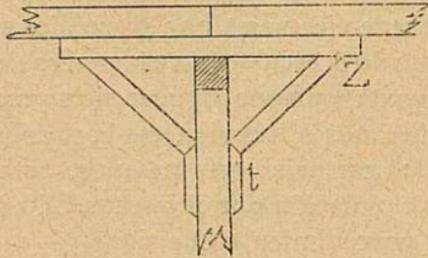


Fig. 164-A.

f) Cuando sea necesario se colocará doble capa de tablonés de pavimento. Los de la capa superior cubrirán las juntas del tablero interior.

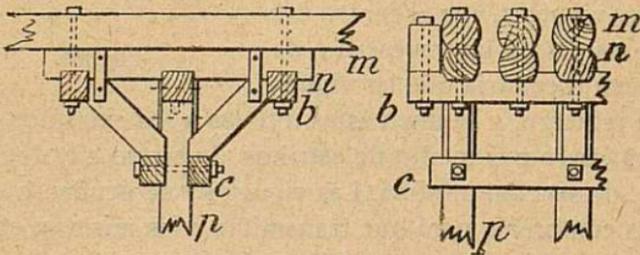


Fig. 164-B.

112. Refuerzo de los apoyos del tablero.—a) Caballetes.—Los de dos pies con cumbrera doble se refuerzan clavando dos pilotes, uno agua-arriba y otro agua-abajo, metidos entre los extremos de la cumbrera cepo, adosados exteriormente a los pies del caballete, y unidos, a éstos, con ligaduras de alambre acuñadas, y con pernos a la cumbrera.

Este tipo de apoyos puede reforzarse también formando cada uno con dos o tres caballetes iguales, dispuestos paralelamente, con las cumbreras a la misma altura exactamente, y distanciadas $40 \div 50$ cm. de eje a eje.

Esta disposición es especialmente aplicable cuando se utilizan cadenas de suspensión para la cumbrera, y por medio de tensores de tornillo, fijos a las cabezas de los pies, pueden elevarse las cumbreras para que todas se encuentren exactamente al mismo nivel.

El caballete escuadrado, de cuatro pies, se refuerza colocando un tercer pie vertical, de 15 a 20 cm. de escuadría, debajo del centro de la cumbrera. Se sostiene por una pieza-cepo paralela a la cumbrera, que se une al pie central y a las piezas que enlazan cada par de pies por la parte inferior.

Si el caballete tiene más de 4 metros de altura se colocan dos tornapuntas, de 15 a 20 cm. de escuadría, uno agua-arriba y otro agua-abajo, apoyados debajo de cada uno de los extremos de la cumbrera y encepados por la misma riostra que sujeta el pie central.

b) Barcas o pontones.—Se emplearán para su refuerzo las disposiciones indicadas en los párrafos 38 y 39.

c) Cepas de pilotes.—Estos apoyos se pueden reforzar por el empleo de pilotes dobles o recurriendo a la doble cepa por apoyo (V. párrafo 65 — 3.º y 4.º). Las dificultades que ofrecen tales modificaciones, en un puente ya construído, obligan a establecer las cepas con exceso de resistencia cuando se prevea la necesidad de reforzar el puente, a fin de que la modificación del mismo quede limitada al refuerzo de la superestructura (párrafo 111, *b, c y d*).

2.º —Reparaciones en puentes militares de carretera.

113. Reparaciones de los puentes de caballetes.—Las operaciones a practicar serán todas o algunas de las siguientes:

1.ª *Colocación de los caballetes no inutilizados que hayan sido echados al agua.*—Se recogen agua-abajo del puente y se conducen a la orilla, flotando, arrastrándolos desde una barca, con bicheros o cuerdas atadas a los pies y a las cumbreras. Para sacarlos del agua se les hace subir por un plano inclinado, formado con tablones de plano, viguetas o rollizos, cuyos extremos sumergidos se lastran con sacos trreros llenos de piedras, para evitar que floten.

Sobre los extremos de las viguetas, rollizos e c., apoyados en la orilla, se cruza un madero o rollizo que se clava o se trinca a todos ellos, y este madero se fija con cuerdas a dos o tres piquetes colocados en la orilla.

Sobre los maderos inclinados se cruzan y clavan unos cuantos tablones.

Si las orillas son muy tendidas, se forma el plano inclinado apoyando las viguetas en el borde de una barcaza o ponón

colocado paralelamente a la orilla y sujeto a ésta por dos amarras unidas a piquetes.

2.^a *Construcción de nuevos caballetes o de otros apoyos diferentes*, que, por lo general, habrán de ser cepas de pilotes, caballetes bajos sobre flotantes, o apoyos de gruesas piezas de madera apiladas, bien sobre el terreno, bien sobre grandes barcas o compuertas.

114. Reparaciones en los puentes de barcas.—Las operaciones a efectuar serán todas o algunas de las siguientes, además de las que se precisen para reparar el tablero:

1.^a *Achicar las barcas o pontones anegados.*

2.^a *Tapar vías de agua.*—Los agujeros hechos en las barcas con barrena, o los producidos por los proyectiles, se tapan con clavijas cónicas de madera metidas a golpes de mazo, rodeándolas, antes de introducirlas, con estopa o un trapo alqui ranado (figura 165).

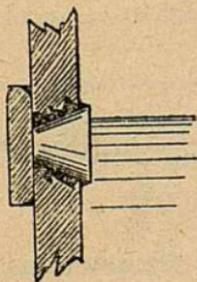


Fig. 165.

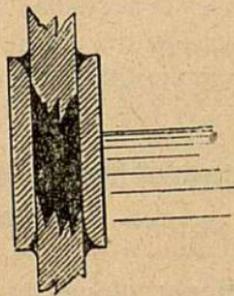


Fig. 166.

Los agujeros de mayores dimensiones se rellenan con estopas embreadas, clavando tablas encima, calafateando las juntas y pintando las tablas con dos o tres manos de alquitrán (figura 166).

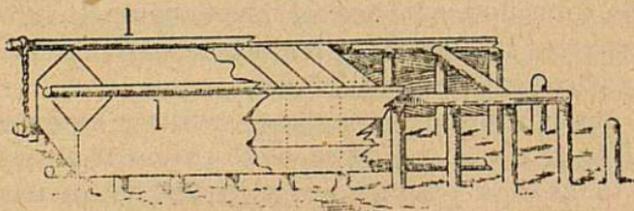


Fig. 167.

3.^a *Construcción rápida de barcas* (figura 167).—Se clavan en el suelo varias estacas o rollizos de 6 a 8 centímetros de diámetro, colocadas a 50 ó 60 cm. unas de otras, cortando

sus cabezas a nivel y reuniendo las de cada costado con un larguero. Cada dos estacas de uno y otro costado se unen con un travesaño que entra ajustado entre ellas y que se clava a los largueros por sus topes. Después se coloca un forro de tablas de $2 \div 3$ centímetros de grueso, calafateándolas bien. Por último, se recubre la barca con tela embreada o lona impregnada de alquitrán o sebo por su interior.

Se colocan dos largueros *l* para resguardar el fondo, y, desclavadas las estacas, se vuelve la barca para unir aquéllas por otros dos largueros que forman las bordas. Sobre éstas se dobla la lona, sujetándola por el interior de la barca.

Si es preciso se emplean dos barcas en cada apoyo, fijas por viguetas que las enlacen.

4.^a *Calafateo*.—Las tablas se achaflanan un poco por los bordes que forman la junta (fig. 168). En el hueco que queda se coloca estopa con alquitrán o brea. Se puede calafatear también con lana, papel o musgo, y cuando no hay brea se emplea el sebo, la pez o la resina. También puede formarse una mezcla compuesta de cuatro partes de pez rubia, una de alquitrán y otra de sebo, o emplear aceite en vez de este último. Se derrite la pez a fuego lento y se le agrega poco a poco el alquitrán y el sebo.

Calafateada la junta, se recubre ésta con un listoncillo *a* (figura 168), sujeto con grapas a las tablas.

5.^a *Poner a flote las barcas echadas al fondo, para utilizarlas nuevamente*.—Se colocan dos barcas a flote, encima de la que está sumergida, y en dirección paralela a la que ésta ocupaba cuando servía de apoyo, a distancia una de otra algo mayor que la anchura entre bordas de la sumergida.

Las dos barcas se fijan fondeando desde cada una de ellas dos anclas, una agua-arriba y otra agua-abajo.

En el arranque de las proas y popas se colocan dos viguetas apoyadas, cada una, en las cuatro bordas de las dos barcas.

Cargándose las tripulaciones de las mismas sobre agua-abajo, por ejemplo, pasan un doble cabo por el fondo del río hasta coger por debajo uno de los extremos de la barca sumergida. Se tensa el cabo y se amarran sus extremos a la vigueta correspondiente. Se trasladan las tripulaciones a las proas de agua-arriba y con otro doble cabo repiten la operación para elevar el otro extremo de la barca. Desembarcan las tripulaciones de los dos flotantes, y, al aliviarse éstos de peso, elevarán la barca sumergida. Se arrastra el conjunto hasta la orilla empleando una barca auxiliar, hasta que la

sumergida vuelva a tocar fondo, en cuyo momento se repiten las mismas operaciones, hasta elevarla lo suficiente para poderla descargar de las piedras u objetos que la impiden flotar.

6.^a Empleo de apoyos fijos en algunos tramos.—Las viguetas que engarran en las bordas de un flotante por un extremo, y en una cumbrera fija de un caballete o cepa por el otro, hay que disponerlas de modo que puedan girar libre-

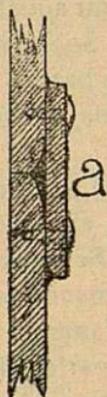


Fig. 168.

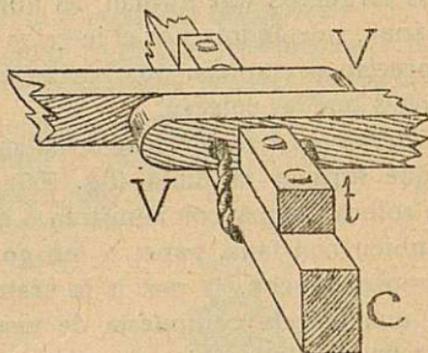


Fig. 169.

mente alrededor de la cumbrera fija, cuando suba o baje el nivel del agua. La fig. 169 indica la disposición que puede emplearse.

son las viguetas apoyadas en la cumbrera fija C, enlazadas a ésta por un estrobo que pasa por debajo de ella, y sujetas entre dos tarugos t, fijos a la misma.

115. Reparaciones en puentes de pilotes.—Las operaciones a efectuar serán todas o algunas de las siguientes:

1.^a Empalmes de pilotes rotos con otros nuevos (párrafo 65—6.^o).

2.^a Reparaciones de cepas sin empalmar todos los pilotes. En la fig. 170 se han empalmado, únicamente, tres de los pilotes rotos. En la fig. 171 se han colocado dos pilotes nuevos, apoyados en el fondo y adosados a los extremos de la cepa rota, uniéndose a ellos con ligaduras de alambre y grapas de una cara. Después se han encepado por dos o tres puntos.

3.^a Aserrío de los pilotes por encima del agua, dejando sus cabezas a nivel superior al mayor que puedan alcanzar las aguas, y colocación de nueva cumbrera.—Sobre esta cepa baja se colocará un caballete de cepa, si el tablero ha de conservar su nivel primitivo.

4.^a *Substitución de las cepas por caballetes o apoyos flotantes cuando los pilotes rotos se encuentran totalmente sumergidos.*

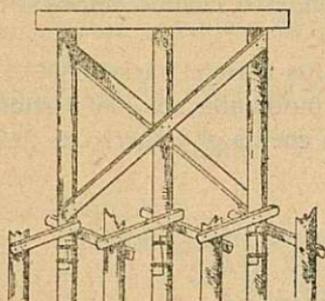


Fig. 170.

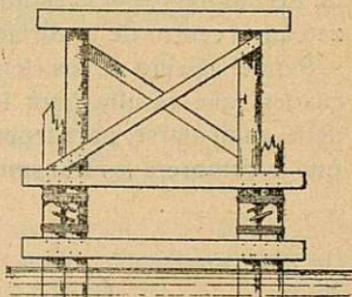


Fig. 171.

116. Reparaciones en puentes de caminos ordinarios.—Pueden emplearse, además de las disposiciones indicadas en los párrafos 75 a 87, las siguientes:

1.^a Dos bastidores A B (fig. 172), formados cada uno con dos o tres rollizos y riostras horizontales R de uno a otro, se colocan apoyados en A, en una roza abierta en los estri-

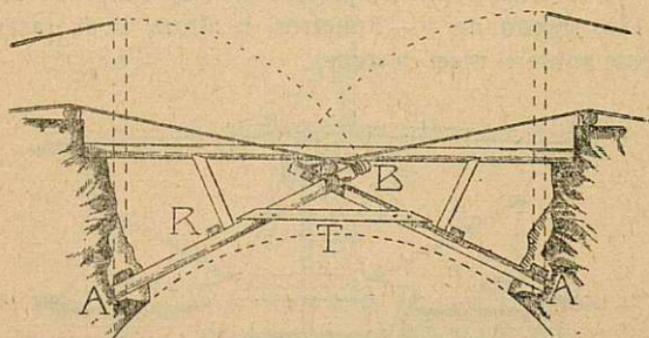


Fig. 172

bos, dejándolos caer después hasta que se crucen en el centro de la cortadura. De los extremos B parten cuerdas que se amarran a las orillas. Cada par de rollizos se une por un tirante cepto T, y descansando en los puntos de cruce de todos ellos se asienta la cumbrera, sobre la que se apoyan los largueros.

Esta disposición, empleada por los ingleses para reparar una cortadura de 20,5 m. en el puente de Almeida, puede

perfeccionarse en la forma que se indicó en la figura 102. Cada bastidor lleva solamente dos montantes apoyados en soleras dispuestas en los estribos. En los travesaños C (figura 173), de cada bastidor, se apoyan los extremos superiores de los montantes del bastidor opuesto, cuando ambos se cruzan en el centro de la cortadura.

Para el cálculo de los elementos véase el párrafo 80. La esquadria que resulte para los montantes de los bastidores debe aumentarse, para tener en cuenta el esfuerzo de flexión que la cumbrera les transmite.

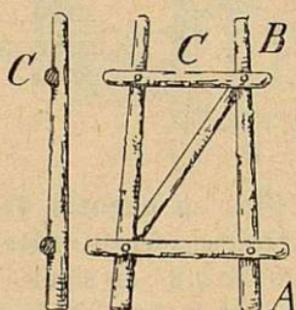


Fig. 173.

2.^a En ríos de nivel casi constante, y para brechas de 8 ÷ 10 metros, puede emplearse la disposición de la figura 174, siendo de 4 ÷ 5 metros la altura de la rasante de puente sobre el nivel de aguas.

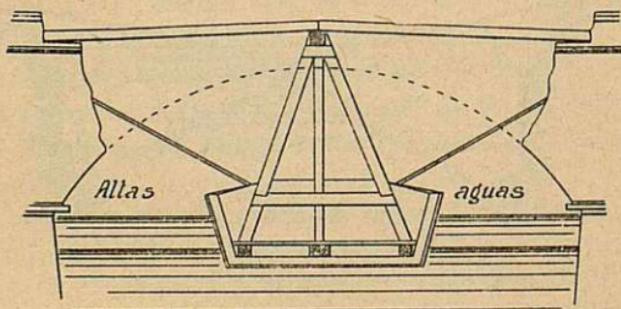


Fig. 174.

Las vigas o largueros están sostenidas por un caballete apoyado en el fondo de una barcaza, cuyo volumen, en metros cúbicos, debe ser como mínimo:

$$[169]; \quad V = \frac{5 p l}{2,000}$$

siendo p el peso por m. l. de puente, comprendida la sobrecarga máxima.

Cuando la altura de la rasante es mayor de $4 \div 5$ metros, y la brecha tiene $12 \div 15$ como máximo, conviene apoyar el caballete sobre el tablero de una compuerta formada por dos barcazas.

El volumen de cada una será:

$$[170]; \quad V = \frac{5 p l}{4.000}$$

o algo mayor.

3.^a Cuando hay dos arcos rotos y queda un trozo de pila central, sobre el que se puede apoyar el caballete que sostiene los largueros, se puede emplear la solución representada en la figura 175, la cual es aplicable para brechas de $12 \div 15$ metros.

El caballete se compone de una cumbrera, una solera y tres a cinco pies. Los largueros pueden sostenerse además por tornapuntas apoyados en la mampostería.

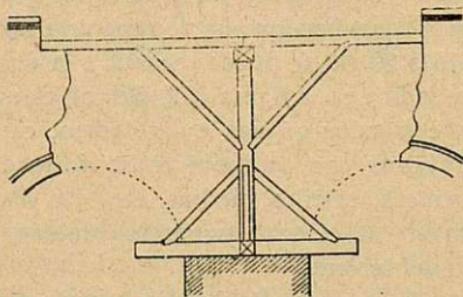


Fig. 175.

4.^a Otra disposición que puede emplearse está indicada en la figura 176, la cual no es de prudente aplicación en brechas que excedan de 15 metros.

En cada orilla se colocan tres o cuatro rollizos, apoyado cada uno por su extremo más grueso en dos rodillos de diferente diámetro.

Cargados en este extremo con una plataforma de madera, sobre la que se amontona tierra y piedras, se les hace avanzar hasta que cada dos se unan en el centro de la cortadura, en cuyo punto se enlazan fuertemente con dos o tres bridas de hierro y pernos, o con ligaduras de cuerda, hechas firmes con cuñas de madera, quitando previamente los rodillos y cargan-

do los extremos apoyados en los rodillos con una sólida plataforma que les impida baucular. Colgando dos andamios de las orillas se ponen, por último, los tonapuntas debajo de cada rollizo. Es necesario que el contrapeso sea $4 \div 5$ veces mayor que el suficiente para que los rollizos se mantengan equilibrados bajo la acción de las cargas más pesadas.

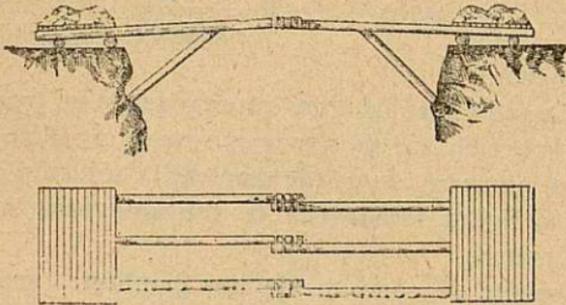


Fig. 176.

5.^a Cuando se dispone de árboles de gran diámetro y longitud, y la cortadura que ha de repararse no tiene una luz mayor de 15 ó 20 m., se puede recurrir a la sencilla disposición que se indica en la figura 177. Se coloca en cada estribo una capa de troncos gruesos en voladizo, cargando los extremos apoyados con un contrapeso formado por largos y gruesos troncos, carriles, piedras, etc. En los extremos de la parte volada se colocan traveseros dobles, yuxtapuestos, para apoyo del tablero.

El cálculo de los elementos se hace como sigue. Sean: p = carga y sobrecarga máxima por m. l. de puente; l = luz del mismo (15 m. en la figura, divididos en tres tramos iguales); n = número de troncos volados en cada estribo; q = suma

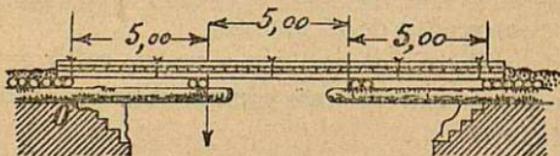


Fig. 177.

de los pesos de los mismos; λ = longitud de la parte volada; d = diámetro medio de los troncos en esta parte; R = coeficiente de trabajo; L = longitud de uno de los troncos.

Considerando a los troncos como piezas empotradas en un extremo y libres en el otro, el diámetro medio d se calculará por la fórmula:

$$[171]; \quad \frac{n \pi R d^3}{32} = 0,366 p l \cdot \lambda + \frac{q}{L} \frac{\lambda^2}{2}.$$

Siendo D = distancia del centro de gravedad del contrapeso a punto O , el peso que aquél debe tener, como mínimo, es:

$$[172]; \quad P = \frac{0,55 p l \cdot \lambda}{D}.$$

6.ª Si la luz a salvar es grande, el puente destruido tiene vigas metálicas a , b , y éstas han quedado (o pueden colocarse con facilidad) en la posición que indica la figura 177-A, se pueden levantar caballetes, c , con solera sentada sobre los

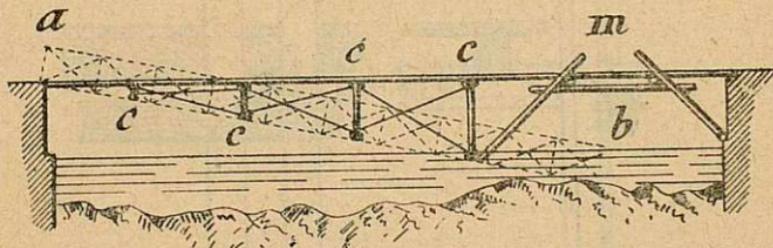


Fig. 177-A.

cordones inferiores de los cuchillos, dejándolos bien apuntalados por medio de las piezas metálicas del tramo roto que hayan quedado utilizables. Una o varias vigas armadas, m , podrán colocarse en aquellos tramos que requieran caballetes de excesiva altura.

117. Reparaciones en puentes de vías férreas para el paso de tropas.—Un puente de vía férrea, no destruido, se habilita para el paso de carruajes cubriendo el tablero con una capa de balasto y tierra, en la que quedan enterrados los carriles.

Las tajeas, alcantarillas y pontones destruidos pueden habilitarse para el paso de tropas empleando como viguetas dos o más carriles, y como tablero una capa de traviesas cruzadas sobre los, echando encima una capa de tierra si ha de pasar ganado.

Si es necesario colocar apoyos intermedios para salvar la luz de la brecha, pueden construirse caballetes con postes te-

legráficos y material de vía, empleando, para sujetar el carril-
vigueta y los tablones, cualquiera de las soluciones que se de-
tallan en la figura 178.

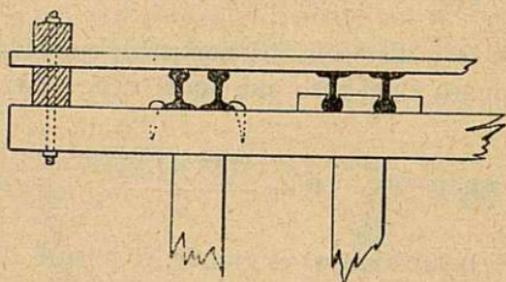


Fig. 178.

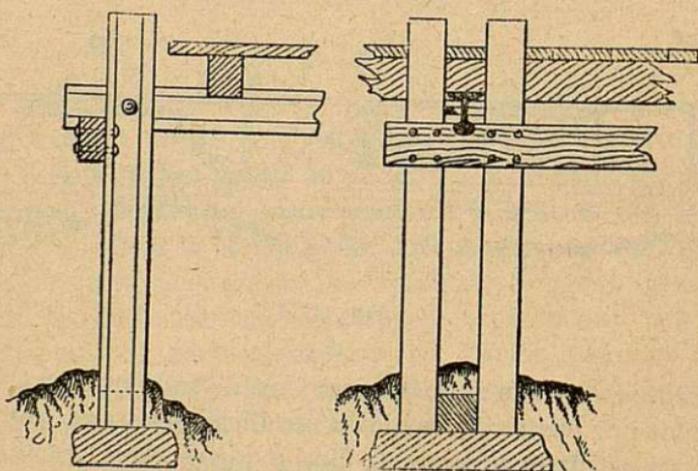
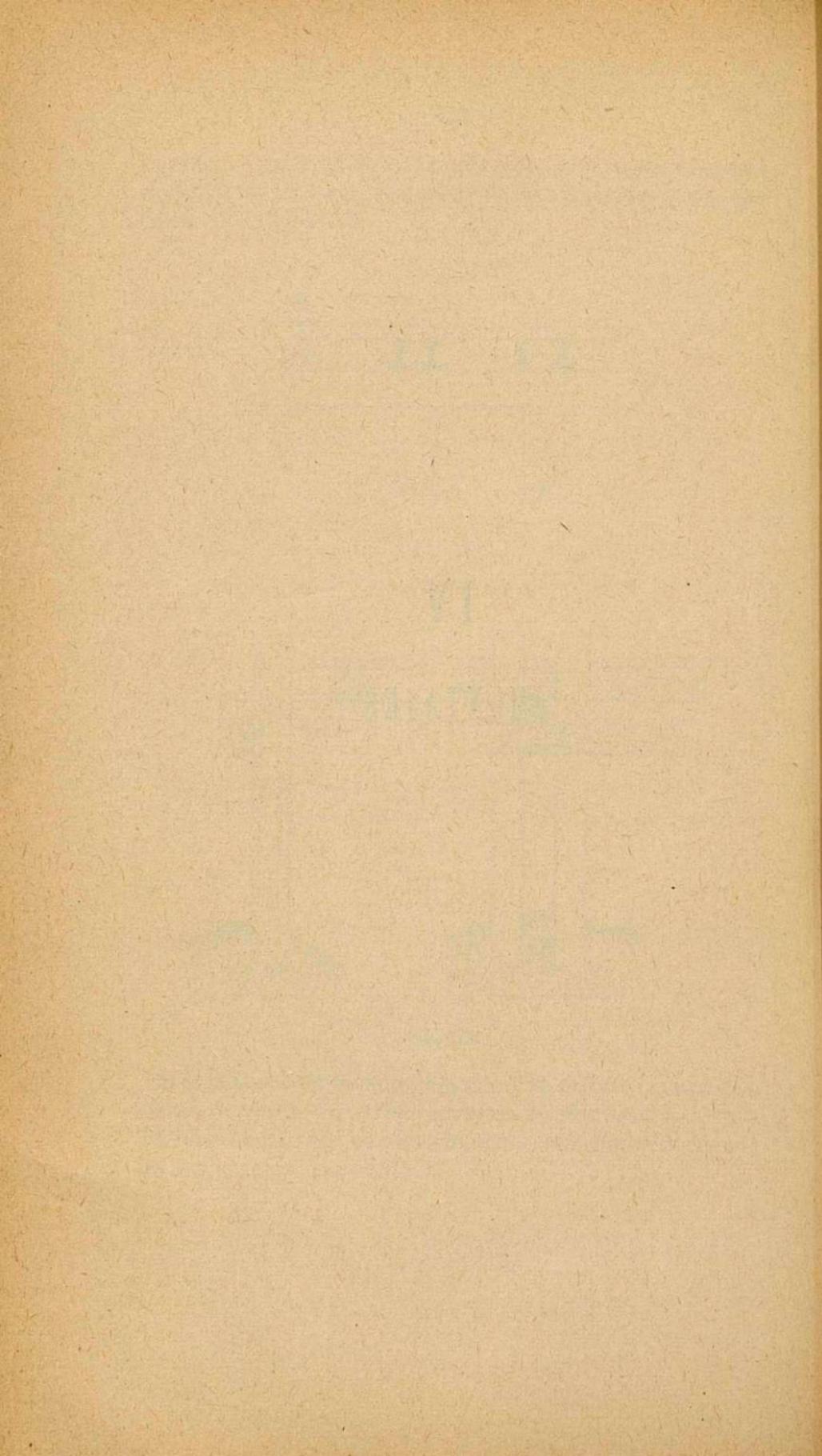


Fig. 179.

Si se dispone de tiempo para ello y no de otros materiales, pueden formarse (fig. 179), caballetes de pies dobles, verticales, con dos carriles, empleando otro como cumbrera cuando las sobrecargas lo permitan.

IV

MONTAJES



Montajes.

118. Montajes de los puentes de barcas.—Para la construcción de esta clase de puentes se pueden emplear los procedimientos siguientes:

1.º *Construcción por barcas sucesivas* (V. 2.º L — M. de I. de las C. de 2.ª c; capítulo II).

2.º *Construcción del puente por trozos.*—Cada uno de éstos se compone de uno o, a lo más, de dos tramos de puente. Construidos los trozos perpendicularmente a la orilla, utilizando para cada uno de ellos un tramo provisional de estribo, llamado *tramo de maniobra*, se conducen los trozos al asentamiento del puente, de un modo sucesivo, después de fondear cada uno sus anclas de agua-arriba y después de haber embarcado el material del tablero, que ha de formar el tramo de unión entre el trozo y el último flotante colocado. Claro es que, previamente, habrán de ser construídos los tramos de estribo.

3.º *Construcción del puente por conversión.*—Este procedimiento permite construir el puente paralelamente a la primera orilla, ocultando los trabajos de construcción a las vistas y fuegos del enemigo. Sin embargo, su construcción exige, en primer término, que la longitud total del puente no exceda de 80 a 100 m., y, en segundo lugar, que la velocidad de la corriente no sea mayor de 1,50 m. por segundo. Además, para evitar el desquiciamiento del puente durante la conversión, es necesario poner el mayor esmero en la colocación y trincadura de las viguetas del tablero.

Una vez establecido el estribo de la primera orilla, se construye el primer tramo, disponiendo las dos barcas en dirección perpendicular a dicha orilla y aguas-arriba del asentamiento del puente definitivo. Terminado el tramo, se efectúa su conversión hacia agua-arriba, y en esta misma dirección se sigue construyendo el puente por flotantes sucesivos (que quedarán colocados en dirección normal a la de la orilla), empleando para ello un tramo de estribo provisional y uniendo a piquetes clavados en tierra las amarras de los flotantes.

Terminado el puente, se pasan dos cabos de ancla por las popas y proas de las barcas que, a partir de la primera, suman la tercera parte del total, efectuando la unión de los citados cabos de ancla y de los flotantes con vuelta de travesa en todas las popas y proas, excepto en las del último flotante, en el que se harán firmes las uniones de dichas cuerdas. Los extremos opuestos de ambos cabos se mantienen en tierra para halar de ellos y, con su ayuda, conducir el puente al lugar en que ha de efectuarse la conversión.

Embarcado el material de los tramos de estribo y ordenado el giro por el jefe del puente, las tripulaciones de los flotantes fondean sus anclas cuando aquél ha terminado su conversión y ha llegado a la línea señalada para el fondeo, arriando los cabos para que el puente descienda hasta su asentamiento definitivo.

119. Colocación de los caballetes de dos y cuatro pies.—Para prevenirse contra las dislocaciones o roturas que pudieran acarrear la total ruina de un puente de caballetes es indispensable:

1.º *Colocar el tablero horizontal.*—Cada cumbrera se nivelará en sentido de su longitud, y las caras superiores de todas ellas se colocarán en un mismo plano horizontal, rectificando la posición de cada una, siempre que sea posible, para que este requisito importantísimo quede satisfecho.

2.º *El eje del puente debe ser una recta.*

3.º *Los pies de los caballetes, siempre que se pueda, deben hincarse un poco en el fondo.*

4.º *Los caballetes deben arriostrarse con tornapuntas, unidos a cada pie y punto medio de la cumbrera, o con cruces de San Andrés.*

Estos apoyos conviene arriostrarlos, como las cepas de pilotes, en sentido longitudinal al puente.

Las circunstancias particulares de cada caso impondrán uno u otro de los sistemas de colocación que se indican detalladamente en el 2.º L — M. de I. de las C. de 2.ª c; capítulos IV y V.

120. Montaje, en seco, de los caballetes de solera y varios pies, para los puentes reforzados y de etapas.—La figura 180 indica el detalle de las operaciones sucesivas que han de efectuarse para el montaje de los caballetes y el corrimiento de las vigas del tablero.

Una vez apoyadas las vigas del tramo de estribo sobre el primer caballete, las vigas del tramo siguiente pueden correrse sobre rodillos colocados encima de las primeras, en sentido

normal al eje del puente. También se pueden izar las vigas de cada tramo, desde el fondo de la cortadura, valiéndose de una cabria montada sobre el tablero del tramo anterior.

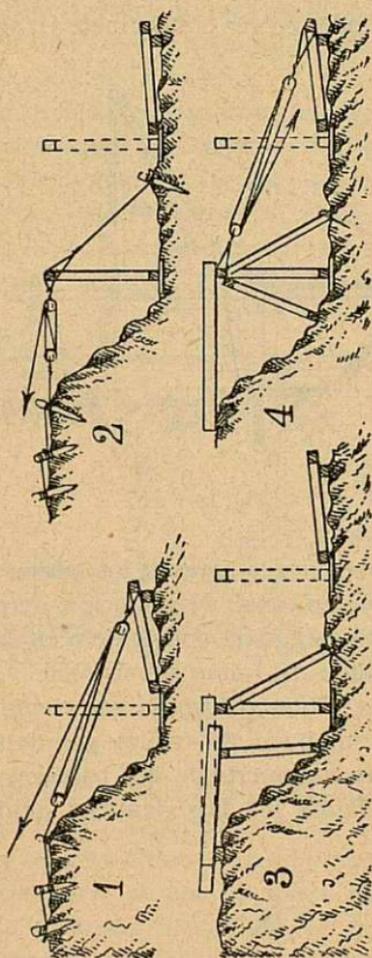


Fig. 180

121. Montaje de los puentes de pilotes. *a) Cepas de pilotes ligeros.*—Para la construcción de las cepas de pilotes ligeros y de poca longitud se seguirán los procedimientos que se indican en el 2.º L — M. de I. de las C. de 2.ª c; capítulo VI. Algunos de los procedimientos que se pueden emplear para la hincada de los pilotes se encuentran descritos en el 1.º L — M. de I. de S. y C; capítulo III.

b). Cepas de gruesos pilotes de gran longitud, para puentes reforzados.—La necesidad de utilizar los martinetes de gran altura, para la hincada de los pilotes, impide el empleo de los andamios ligeros de maniobra.

1.º *Construcción de las cepas utilizando tramos provisionales sobre caballetes.*—Si la profundidad del río es pequeña, se coloca el martinete *a* (fig. 181), sobre un tramo provisional, apoyado en la cumbreira *c* del tramo anterior y en un caballete *m*. Para poder correr el martinete en sentido trans-

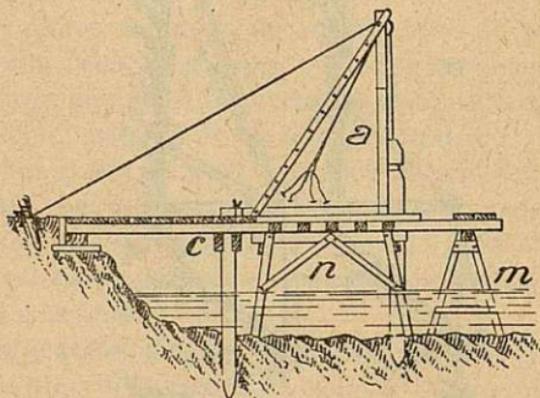


Fig. 181.

versal, a fin de proceder a la hincada de los pilotes extremos de la cepa, se construye un tramo de dirección perpendicular a la del eje del puente definitivo, apoyándolo en dos caballetes *n* colocados al costado del tramo provisional.

2.º *Hincada de los pilotes utilizando una compuerta de maniobra.*—Si la profundidad del río es grande se monta el martinete sobre una compuerta de dos barcazas, en la forma que se indica en la figura 182. Los vientos *v*, unidos a la parte

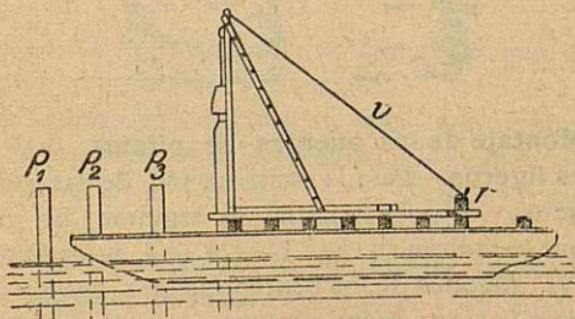


Fig. 182.

superior de los montantes-guías, se ligan a una vigueta *r* cruzada sobre los tabloncillos de pavimento y bien ligada a la vigueta del tablero que con ella se corresponde. En el intervalo

entre los dos flotantes que forman la compuerta, se corren sobre las viguetas los tablones centrales, para que el pilote que ha de hincarse se pueda adaptar y ligar a los montantes-guías del martinete. Haciendo mover la compuerta por medio de un cabo de ancla, se van hincando sucesivamente los pilotes $p_1 p_2 p_3 \dots$, de la cepa.

3.º *Construcción de cepas altas por medio de tramos provisionales escalonados.*—Si la altura del tablero sobre el nivel del agua fuese muy grande, hay que recurrir a la construcción de tramos provisionales sucesivos, de altura creciente (figura 83), hasta llegar a la altura de la rasante que corresponde al tablero definitivo.

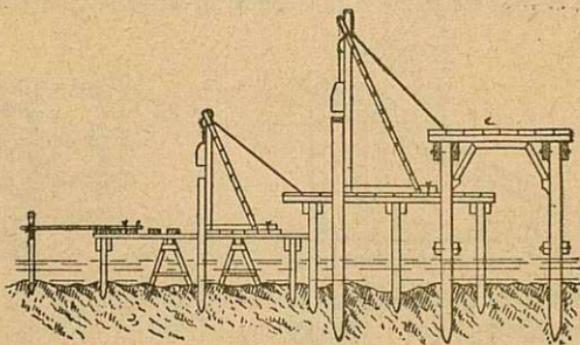


Fig. 183.

Este método de montaje es sumamente lento y no deberá utilizarse más que en aquellos casos en que no se disponga de martinetes de gran altura, o en su defecto, de entramados de hierro especiales, montados sobre carriles que puedan avanzar sobre el mismo puente que se va construyendo, sirvan para sostener al martinete de aire comprimido a la altura necesaria, y permitan, por lo tanto, la hincada de todos los pilotes de una cepa sin exigir para ello la construcción de un puente auxiliar de maniobra.

122. Detalles complementarios del montaje. Protección de las cepas.—Terminada la hincada de los pilotes de cada cepa se procede a cortar las cabezas de aquéllos, para dejarlas al mismo nivel por encima del agua. Esta nivelación es necesaria para obtener la horizontalidad del tablero. Se obtendrá con mayor exactitud haciendo uso de niveletas, sobre todo si es grande la longitud del puente.

Después de niveladas y fijadas las cumbreras se colocan las riostras-cepos horizontales por encima del nivel del agua;

después las aspas que unen los pilotes de cada cepa y, finalmente, las piezas de arriostamiento longitudinal de los apoyos entre sí. Si fueran de temer las socavaciones se protegerá la parte inferior de los pilotes con escollera de piedra gruesa o con varias capas de faginas lastradas.

Finalmente, cuando se tema que las aguas puedan arrastrar témpanos de hielo u otros cuerpos flotantes, se protegerán las cepas contra los choques por medio de *rompehielos* colocados agua-arriba de las mismas y en su misma dirección (figura 184). La cumbrera inclinada se achafлана en su cara superior, para formar una arista saliente. Además, se suele colocar sobre ella una delgada plancha de hierro, que sirve de refuerzo. Su extremo de agua-arriba se deja al nivel del estiaje, y el más próximo a la cepa al nivel de aguas altas.

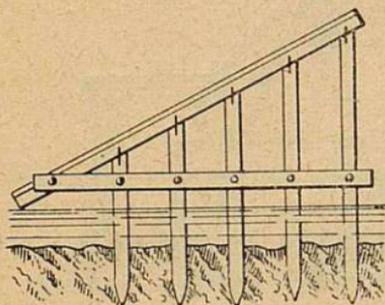


Fig. 184.

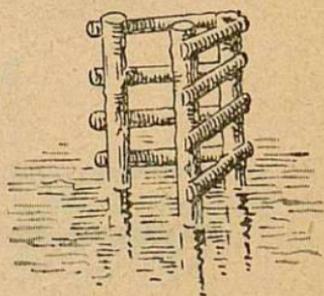


Fig. 185.

La figura 185 representa otro tipo sencillo de rompehielos. El pilote central, que forma el saliente, debe quedar en la misma dirección que marcan los pilotes de la cepa.

123. Lanzamiento de largueros.—Los largueros o vigas rectas de madera, de gran escuadría, que forman parte de los puentes sin apoyos intermedios, se lanzan a través de la cortadura que haya de salvarse siguiendo los sencillos procedimientos que se describen en el 1.^{er} L — M. de I. de S. y C; capítulo II.

124. Lanzamiento de vigas armadas.—1.^o *Construyendo el tramo en la primera orilla y haciéndolo girar hasta apoyarse en la segunda.*—Procedimiento aplicable en brechas profundas.

Para el lanzamiento se construye un carretón con dos ruedas (fig. 186), que gira alrededor de un eje colocado próximo a la orilla, disponiendo las dos vigas del tramo como indica la figura 187, esto es, colocando en los extremos del tirante *t* los dos travesaños que se apoyan en el carretón y las dos ti-

jeras b y c que sostienen el cable doble e , m , d , amarrado por su extremo exterior al travesaño que une las vigas, y terminado por su otro extremo en un lazo que abarca la plataforma a . Sobre ésta se coloca un contrapeso de sacos, piedras u hombres, de peso $= P_1 \frac{l}{a}$ siendo l la luz del tramo, P_1 el peso del mismo, y a la longitud de la plataforma, en cuyo extremo actúa el contrapeso.

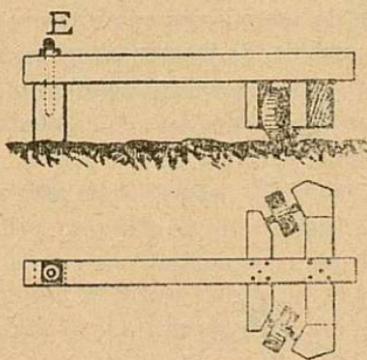


Fig. 186.

Para facilitar la rodadura del carretón de montaje, se prepara sobre el terreno de la primera orilla una explanación, sentando sobre ella una pista circular, hecha con tablones, cuyo centro ha de encontrarse en la vertical del eje de giro del carretón.

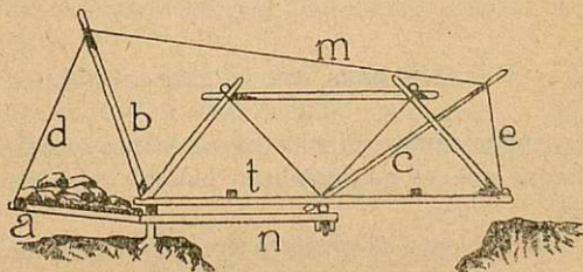


Fig. 187.

El procedimiento descrito es el que se emplea para el montaje del puente francés sistema Tarron.

2.º Efectuando el corrimiento de las vigas sobre rodillos colocados en la primera orilla y caballetes de apoyo colocados en el fondo de la cortadura.

Las dos vigas (fig. 188), unidas por algunos traveseros, se colocan sobre rodillos: uno, *a*, fijo a las vigas; otro, *b*, fijo a la primera orilla. Tirando de las cuerdas *c* corre el tramo hasta apoyarse sobre la cumbrera del caballete o marco *d*, unido con cuerdas a la segunda orilla. Tirando de todas ellas se acaba el corrimiento.

3.º *Lanzamiento con proa y contrapeso*.—Se carga la parte posterior del tramo con un contrapeso, capaz de equilibrar el peso de las vigas en su parte volada; se arma el extremo anterior de las mismas con una proa (formada, generalmente, por uno de los elementos triangulares que constituyen las vigas, y se hace rodar el conjunto sobre un carretón colocado en cola, y un rodillo fijo, próximo al borde de la primera orilla.

Basta empujar las vigas a brazo para que corran sobre el

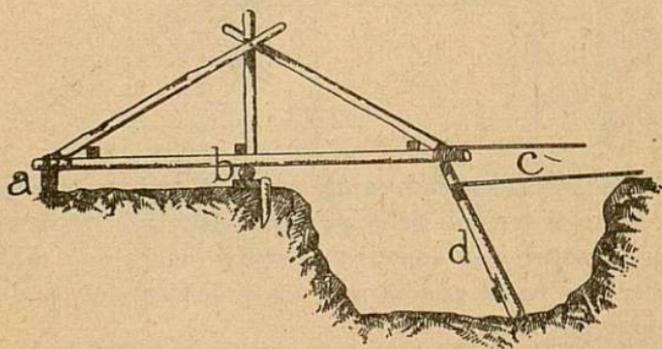


Fig. 188.

carretón y el rodillo, hasta que la proa se apoye en la orilla opuesta.

Este sistema de lanzamiento es más lento y presenta más dificultades que el procedimiento que se describe a continuación.

4.º *Lanzamiento de grandes vigas de celosía, de madera o hierro, haciendo correr la viga o el tramo completo sobre rodillos y efectuando la tracción, desde la segunda orilla, por medio de un torno.*

Este sistema de lanzamiento es rápido y puede aplicarse tanto al caso en que hayan de correrse, sólo y sucesivamente, las diferentes vigas de la superestructura que, por su forma, tengan estabilidad propia, como al caso en que haya de correrse el tramo completo, constituido por las dos vigas prin-

cipales de celosía y las viguetas transversales de arriostamiento y repartición de la carga.

Armada la viga o el tramo sobre rodillos colocados en la primera orilla (fig. 189-A), se amarra el extremo posterior B a un torno t , por intermedio de un aparejo r de retenida. En la segunda orilla se monta uno o dos pescantes, unidos entre sí, por la parte superior, con un travesaño (dos, en el caso de lanzar el tramo completo), formando cada uno con un pie derecho p , sujeto con varios vientos v ; una polea n , colocada en la parte inferior del pie, para cambiar la dirección del cable de tracción y un aparejo m , que se une por uno de sus extremos a la cabeza A de cada viga y por el otro a la parte superior del pie derecho. La cuerda o cable metálico del aparejo de halar, m , se une a otro torno t' , con cuya ayuda se efectúa el corrimiento de las vigas.

En caso necesario, se puede facilitar el lanzamiento uniendo una o varias cuerdas de maniobra al cordón inferior de las vigas y tirando a brazo desde la segunda orilla, al mismo tiempo que se efectúa la tracción por medio del torno t' .

Cálculo de los elementos para el lanzamiento de las dos vigas principales.—Las fórmulas que siguen dan las dimensiones de los elementos que intervienen en el montaje, y son suficientemente aproximadas para la práctica de estas operaciones con puentes metálicos desmontables cuyo peso oscile entre 800 y 2000 kg. por metro lineal. Sean (fig. 189-B):

P = peso total de los dos cuchillos, arriostrados para el lanzamiento, expresado en toneladas.

H = altura de los pescantes p , indicada en la figura, expresada en metros.

L = luz entre las orillas, medida en metros.

$2l$ = longitud total de cada cuchillo, en metros.

C = compresión máxima que sufre cada uno de los pescantes p , expresada en toneladas. Su valor es:

$$[173]; \quad C = \frac{P \cdot a (2h + l - a)}{3h (l + a)}$$

Esta compresión ha de hallarse después de calcular el valor de a que hace máximo a C por la fórmula:

$$[174]; \quad a = -l + \sqrt{l(L + 2h)}$$

Deducida la compresión C , se calculará el diámetro o

escuadría de cada poste p haciendo uso de la tabla XL (párrafo 60), o de las tablas XIII y XIV del párrafo 4, pero teniendo en cuenta que h' es la altura libre del pescante.

Para puentes metálicos desmontables de longitud $2l$, variable entre 20 y 40 metros, cuyo peso oscile entre 800 y

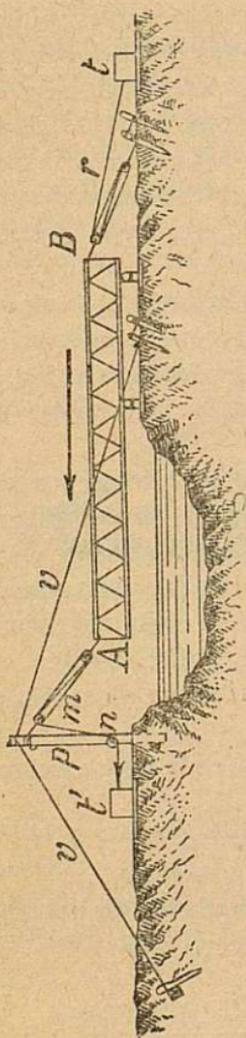


Fig. 189-A.

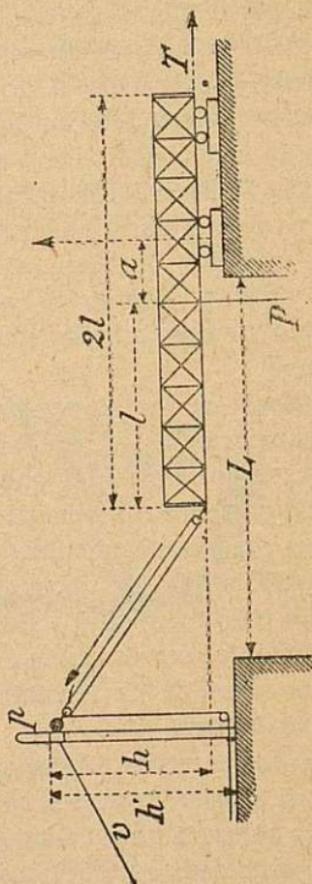


Fig. 189-B

1000 kg. por m. l., el diámetro de cada pescante se puede calcular con suficiente aproximación por la fórmula:

$$[175]; \quad d = 0,6 l + 1,1 h' + 6,6 \text{ centímetros,}$$

en la cual l y h' se expresarán en metros.

La tensión variable del torno t de retención (fig. 189-A), tiene por valor (fig. 189-B):

$$[176]; \quad T = \frac{P \cdot a(l - a)}{h(l + a)}.$$

La máxima tensión T es, aproximadamente:

$$[177]; \quad T = 0,17 \frac{P \cdot l}{h}.$$

La tensión máxima que han de resistir los vientos v , inclinados $\frac{1}{2}$ con respecto a la horizontal, se calculará por la expresión:

$$[178]; \quad Z = 1,12 T$$

Tanto para estos vientos como para los aparejos de avance y retención conviene emplear cables de acero de 18 a 20 milímetros de diámetro en cada ramal.

Ejemplo: Peso del puente por m. l. = 1000 kg.

Longitud = $2l = 30$ metros. $h = 5$ metros. $L = 28$ metros.

$P = 1000 \times 30 = 30000$ kg. = 30 toneladas.

$$a = -15 + \sqrt{15(28 + 10)} = 8,9.$$

$$C = \frac{30 \times 8,9(2 \times 5 + 15 - 8,9)}{3 \times 5(15 + 8,9)} = 12 \text{ toneladas.}$$

Para esta carga y $h' = 6$ metros, la tabla XL da un diámetro $d = 25$ cm., por exceso.

Aplicando la fórmula 175 hubiéramos hallado:

$$d = 0,6 \times 15 + 1,1 \times 6 + 6,6 = 22,2 \text{ cm.}$$

Tensión máxima en el torno de retención:

$$T = 0,17 \frac{30 \times 15}{5} = 15,3 \text{ toneladas.}$$

La que ha de tomarse para los vientos v será:

$$Z = 1,12 T = 17,14 \text{ toneladas,}$$

es decir, 8,57 toneladas en cada haz de vientos.

5.º *Lanzamiento de puentes metálicos de carretera con un caballete construido sobre flotantes.*—El flotante puede ser una barcaza de grandes dimensiones o una compuerta de varios pontones o barcas del comercio.

Se construirá el puente en la primera orilla, en su dirección definitiva, montándolo sobre traviesas de madera apiladas. Después se levantará con crics hidráulicos, o en su defecto, utilizando una *pluma* con polea diferencial, para colocar debajo de las vigas los dos pares de rodillos o roldanas sobre las que aquéllas han de moverse durante el lanzamiento. El primer par de roldanas se colocará en el estribo de partida; el otro par en el centro del puente, sobre una plataforma de madera.

Amarrado el cable de un torno establecido en la segunda orilla, al extremo delantero del puente, se hará avanzar éste sobre las roldanas, hasta que resulte volado 8 ó 10 metros sobre el estribo de la primera orilla. Durante esta operación permanecerá el extremo posterior de las vigas amarrado al cable de otro torno de retención establecido en la orrilla de partida.

Levantado el puente por medio de la *pluma* o de los crics hidráulicos, se colocará debajo el flotante con su caballete y se harán avanzar nuevamente las vigas sobre la cumbrera de aquel apoyo, en la longitud necesaria para que el extremo delantero del puente venga a caer sobre el estribo de la segunda orilla cuando la barcaza o compuerta haya llegado al límite del recorrido que le permita el calado disponible en dicha segunda orilla.

Para el corrimiento del puente se amarrarán dos aparejos de cuadernales a un costado del flotante y se pasarán los cables de tracción a la segunda orilla. Otros dos aparejos se unirán a los extremos del costado opuesto y se llevarán los ramales de tracción a la primera orilla. Con la ayuda de estos elementos y del torno de la segunda orilla se conseguirá que el flotante avance con el puente, conservándose el eje del mismo sobre la dirección del eje de ambos estribos.

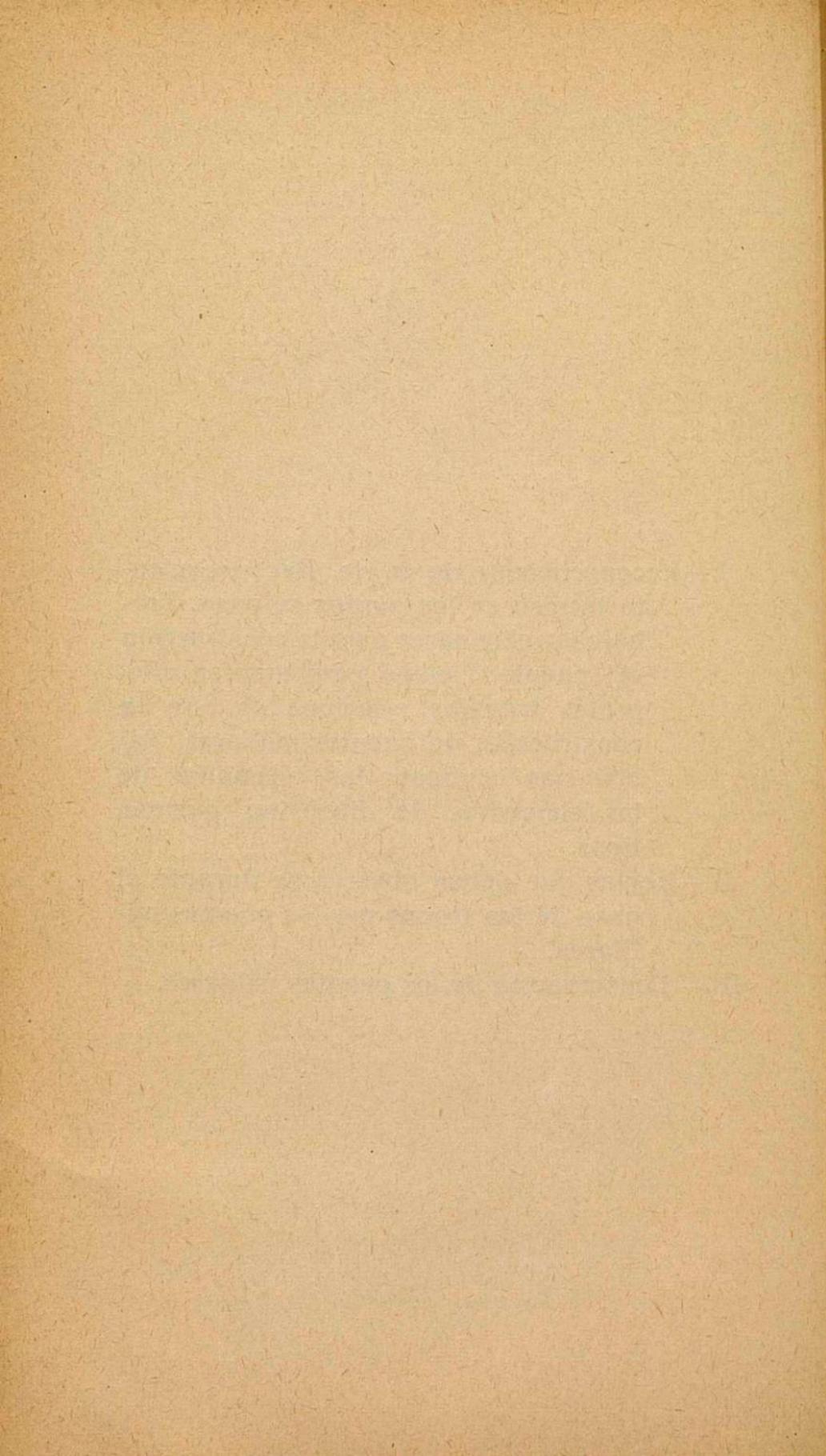
Llegado el puente a la segunda orilla, se calzarán las vigas con traviesas apiladas, dando a estas pilas la altura bastante para que sea posible dejar libre al flotante con su caballete. El asentamiento definitivo sobre los estribos se hará utilizando la *pluma* de suspensión o los crics hidráulicos.

El montaje se hará de un modo análogo al indicado si, además de los elementos citados, se utilizan dos pescantes en la segunda orilla para facilitar el avance del flotante que

sostiene al puente. Los aparejos de los pescantes se unirán a los extremos anteriores de las vigas.

6.º *Montaje de un puente metálico de carretera sobre otro puente auxiliar de caballetes o pilotes.*—A este procedimiento se recurrirá, únicamente, cuando no se disponga de los elementos necesarios para el lanzamiento por los métodos precitados y la configuración de la primera orilla o el espacio disponible en la misma no permita la construcción del puente en su dirección definitiva.

- I.—Reconocimiento de un río. Reconocimiento técnico en los puntos de paso. Trabajos preliminares para la construcción del puente. Tiempo empleado en diferentes trabajos relacionados con la construcción de puentes militares. Tablas que contienen las escuadrias de los elementos de diferentes puentes tipos.
- II.—Reglas que deben observarse durante el paso de las tropas por los puentes militares.
- III.—Conservación de los puentes militares.



I.—Reconocimiento de un río y acopio de materiales.

125. Objeto del reconocimiento.—El principal objeto del reconocimiento del río es determinar los puntos más favorables para el paso rápido y seguro de las tropas y material de guerra, y adquirir, con el mismo fin, todos o algunos de los datos que comprende el siguiente:

Programa general.—Dirección general del río y sus recodos más importantes.

Ligera descripción de su cuenca o valle.

Descripción de las orillas y riberas: cultivadas; pantanosas; con arboledas o cañaverales; despejadas, tendidas o escarpadas.

Situación de las islas que pueden facilitar la construcción de los puentes.

Inundaciones: terreno que cubren; medio para producirías o evitarlas.

Pasos sobre el río: naturaleza, dimensiones y resistencia de los puentes permanentes al paso de las tropas; an hura, profundidad y naturaleza del fondo en los vados, indicando si son o no permanentes.

Caminos que ponen en comunicación estos pasos. Vías de comunicación que a ellos conducen.

Caminos de sirga o paralelos al río, que pueden facilitar el acceso de las tropas y material a los puntos más favorables para el paso.

Afluentes, torrentes, barrancos.

Presas, diques, fábricas, molinos, esclusas, canales.

Materiales que pueden utilizarse en la construcción de los puentes y distancia a que se encuentran de los puntos elegidos para el paso.

Tropas y obreros auxiliares de que se puede disponer para la construcción de los puentes.

Ganado y carruajes de requisición que se pueden utilizar para el transporte de materiales.

Estado de los caseríos próximos a los puntos de paso; materiales que podrían adquirirse procedentes de los derribos.

Barcas del comercio, toneles, odres o pellejos que podrían requisarse.

Alturas dominantes próximas a los puntos de paso.

Posiciones que deben tomar las tropas en la orilla propia.

Obstáculos o facilidades que puede ofrecer el terreno a las primeras tropas que pisen la orilla enemiga o a la construcción rápida de una cabeza de puente.

El conocimiento de estos datos facilitará la elección de los puntos de paso. Ofrecerán, en general, las mayores ventajas todos aquellos puntos que más fácil y rápidamente puedan ponerse en comunicación con los caminos ordinarios próximos a las orillas; los lugares en que, por la existencia de islotes en el río, éste se encuentre dividido en varios brazos que permitan la construcción de puentes de menor longitud, y especialmente si se dispone de los obreros necesarios para emprender la construcción del puente por las dos orillas a la vez; los trozos rectos o de gran radio de curvatura, en los que la velocidad de la corriente, la profundidad y naturaleza del lecho no sean obstáculo para el anclaje, la navegación de los soportes flotantes, la colocación de los caballetes, cepas de pilotes, etc.

Una vez hecha la elección de los puntos de paso, la construcción de los puentes y la determinación del tipo más conveniente en cada uno de ellos exigen los datos complementarios que se indican a continuación.

126. Reconocimiento especial en los puntos de paso.

a) Anchura del río.—Se mide tendiendo una cuerda de orilla a orilla, cuando la anchura es pequeña, único caso en que el procedimiento es expedito y de suficiente exactitud.

En defecto de barcas o flotantes para atravesar el río, es fácil improvisar una balsa (fig. 190), construída con un par de viguetas o troncos del volumen necesario para poder sustentar un hombre colocado de pie sobre un par de tablas clavadas a las vigas o rollizos.

La navegación se hace cinglando, ayudándose con una rama, listón o tabla.

Sin necesidad de atravesar el río es fácil medir su anchura, con la aproximación suficiente, empleando cualquiera de los procedimientos que siguen, todos los cuales requieren, como operación preliminar, elegir un punto A, bien visible en la segunda orilla; marcar en la primera otro punto B, que con el A determina una alineación A B, aproximadamente perpendicular a la corriente, y jalonar esta alineación (fig. 191).

1.º Utilizando una cuerda se construye en el punto B (figura 191), un triángulo rectángulo que tenga un cateto de 4 m. en la prolongación de A B y cuya hipotenusa sea de 5 m. El otro cateto, de 3 m. de longitud, tendrá que coincidir con la dirección C B, perpendicular a A B. Marcada la

alineación B D, tomese B C, de longitud arbitraria, y $C D = \frac{1}{5} B C$, por ejemplo: trácese D E perpendicular a B C, y sobre ella márquese el punto E que pertenece a la alineación A C. La anchura $A B' = 5 D E - B B'$.

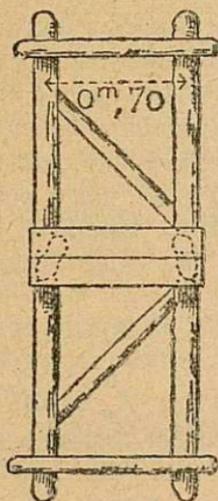


Fig. 190.

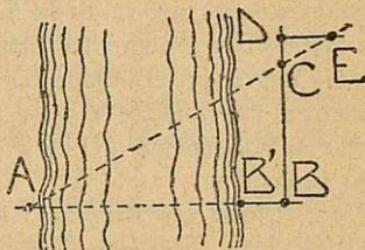


Fig. 191.

2.º En el punto B (fig. 191), se construye un triángulo rectángulo, del mismo modo indicado en el caso anterior. Se jalona la dirección B D, transportando sobre ella el triángulo de cuerda hasta que los puntos E, C y A queden alineados. Como

en B se tomó $C D = 3$ m. y $D E = 4$ m., resulta $\frac{A B}{B C} = \frac{4}{3}$

y la anchura buscada: $A B' = A B - B B' = \frac{4}{3} B C - B B'$.

3.º Si se dispone de cualquier aparato que permita trazar A C de modo que forme con B D un ángulo de 45° , es decir, de manera que el triángulo A B C resulte rectángulo e isósceles, se tendrá $A B = B C$, y por lo tanto, $A B' = B C - B B'$

b) Velocidad de la corriente.

Esta es:

Débil: si V_m es de $0,50 \div 0,80$ metros por 1"

Ordinaria: si V_m es de $0,80 \div 1,50$ " " "

Rápida: si V_m es de $1,50 \div 2,00$ metros por 1"

Muy rápida: si V_m es de $2,00 \div 3,00$ » »

Impetuosa: si V_m es superior a 3,0 » »

Los valores indicados corresponden a la *velocidad media* V_m . Para medir la velocidad en la superficie se marcan en la orilla dos referencias que disten entre sí 50 a 60 m. y que determinen una dirección aproximadamente paralela a la de la vaguada. Se improvisa un flotador con una botella o un trozo de madera provisto de una varilla bien visible, y se sumerge agua-arriba de la referencia del mismo lado, a una distancia de 40 a 50 m. de la misma. Dividiendo la distancia en metros que separa a las citadas referencias por el tiempo, en segundos, que el flotador emplea en pasar de una a otra, se tendrá la velocidad V de la corriente en la superficie. El valor de V_m depende del de V y tiene los valores aproximados siguientes:

Si $V < 0,40$ m. por 1" $V_m = 0,75 V$

Si $0,40 < V < 1,30$ m. por 1" ... $V_m = 0,81 V$

Si V se aproxima a 2,00 m. por 1" $V_m = 0,85 V$

La naturaleza del fondo del río puede dar indicaciones acerca de la velocidad de sus aguas.

Lecho de arcilla..... 0,03 m. por 1"

Fango..... 0,10 »

Lecho de arena y grava muy menuda..... 0,16 »

Lecho de grava de la magnitud de un garbanzo..... 0,19 »

Lecho de grava de 0,01 metros de diámetro. 0,23 »

Lecho de cantos rodados de $0,025 \div 0,03$ metros de diámetro..... 0,65 »

Lecho de sílice angulosa de 0,05 metros de diámetro..... 1,00 »

Lecho de guijarros, aglomerados y piedras esquitosas..... 1,52 »

Lecho de roca en capas..... 1,83 »

Lecho de roca muy dura..... 3,00 »

c) Profundidad del río. Perfil transversal.—En reconocimientos rápidos habrá que contentarse con sondear el río en varios puntos de una sección transversal, para averiguar cual es la profundidad máxima y mínima, valiéndose para ello de una pértiga graduada o de una cuerda con un peso atado en su extremo, y utilizando una barca o una balsa improvisada como la representada en la figura 190.

Cuando se disponga de tiempo y medios para ello se saca-

rá un perfil transversal del río, tendiendo una cuerda de orilla a orilla, marcando sobre ella los puntos en que han de situarse los apoyos, midiendo la profundidad a la altura de estos puntos y a derecha e izquierda de cada uno de ellos, si interesa hacerlo así por tratarse de establecer un puente de caballetes o pilotes.

Las escalas que se suelen adoptar al hacer el dibujo del perfil transversal son las siguientes:

De 1 : 400 a 1 : 500 en grandes ríos.

De 1 : 250 a 1 : 400 en ríos medianos.

De 1 : 100 a 1 : 250 en ríos pequeños.

Esto para las distancias horizontales medidas sobre la cuerda o sondaleza tendida de orilla a orilla. Para las verticales, que representan las profundidades, se adoptan escalas dobles de las indicadas, con el objeto de que el dibujo acuse claramente la forma que afecta el fondo del río.

d) Altura de las orillas y configuración de las mismas en el punto elegido. — Deben señalarse en el perfil transversal.

La altura más conveniente sobre el nivel del agua está comprendida entre un metro como mínimo y $2 \div 2,50$ como máximo.

e) Naturaleza del fondo del río en el punto de paso. — Es preciso determinarla cuando el puente ha de tener apoyos intermedios que no sean flotantes.

Si la profundidad es pequeña se saca con una draga porciones de la materia que forma el fondo del río.

Si la profundidad es grande se arroja al agua una sonda, en cuyo extremo se ata un peso con una cavidad llena de sebo. La materia que constituye el lecho saldrá adherida al sebo. Si éste sale limpio, el fondo será generalmente de roca.

f) Epoca y altura que alcanzan las crecidas. — Los niveles de estiaje y de altas aguas deben marcarse en el perfil transversal cuando el puente ha de prestar servicio mucho tiempo.

Con estos datos indispensables y complementarios del reconocimiento, se determinará la clase de puente que debe establecerse, atendiendo a los recursos de que se disponga

127. Trabajos preliminares que exige la construcción del puente. — La construcción de un puente de circunstancias debe tenerse prevista con varios días de anticipación. Para conseguir la mayor rapidez en los trabajos se tendrán dispuestos los carruajes que sean precisos para el transporte y los obreros auxiliares de las tropas de ingenieros; se hará

oportunamente el acopio de las herramientas y materiales necesarios, tales como las cuerdas, alambres, clavos, pernos, vigas de madera o hierro, apoyos flotantes, etc., contando con $\frac{1}{10}$ de exceso como material de reserva; se prepararán de antemano ciertas piezas y elementos como las cumbreras de los caballetes, pilotes, tablones de pavimento y barcas del comercio, que no hayan de sufrir modificaciones durante la construcción; y con la mayor anticipación que sea posible se emprenderán los trabajos para preparar los caminos que han de conducir al puente, los estribos y las rampas de acceso.

Cuando hayan de construirse dos puentes en el mismo punto de paso, la distancia entre uno y otro no será nunca menor del doble de la anchura del río en el citado punto.

127'. Tiempo empleado en diferentes trabajos relacionados con la construcción de los puentes militares.

Los datos que figuran a continuación, a pesar de ser incompletos y tan sólo aproximados, constituyen, a falta de otros más precisos, una buena guía para el Oficial encargado de organizar los trabajos de construcción de un puente militar.

a) *Construcción de los caminos de acceso a los puentes y despejo de las orillas.* — Trabajos que pueden realizarse en una hora:

Cortar, por un hombre, 20 a 40 m² de monte bajo.

Cortar, por un hombre, 10 a 20 m² de setos vivos.

Cortar, por un hombre, 40 m² de maleza.

Segar, por un hombre, 500 m² de mieses.

Apear, entre cuatro hombres, utilizando el hacha y cuerdas, 20 árboles de 0,10 a 0,15 m. de diámetro.

Apear, entre cuatro hombres, con el hacha y cuerdas, 8 a 10 árboles de 0,15 a 0,25 m. de diámetro.

Apear, entre cuatro hombres, con el hacha y cuerdas, 1 a 5 árboles de 0,25 a 0,60 m. de diámetro.

Cada hombre en el tiempo indicado:

Excavación de 1,23 m³ de tierra vegetal, arena suelta o terrenos de aluvión.

Excavación de 0,900 m³ en terreno arenoso o arcilla poco compacta.

Excavación de 0,740 m³ en arcilla compacta dura.

Idem íd. 0,700 m³ en tierra gredosa.

Idem íd. 0,325 m³ en toba dura.

Idem íd. 0,228 m³ en roca blanda o yeso.

Transportar, con pala, 0,720 m³ de tierra a 4 m. de distancia horizontal.

Transportar, con espuerta, 1,44 m³ de tierra a 20 m. de distancia en horizontal.

Transportar 7,2 m³ con carretilla, a 30 m. de distancia horizontal.

Cargar, en carretilla, 2 m³ de tierra seca; 1,5 m³ de tierra húmeda o 1 m³ de tierra con rocas partidas.

Transportar, con carretilla, 2,5 m³ de grava o piedra partida, incluyendo el tiempo necesario para cargar, transportar, volcar y volver.

Machacar 0,166 m³ de piedra para firme.

Extender piedra partida para firme en 16 m².

Extender recebo en 33 m².

b) *Construcción de puentes y pasaderas:*

Puente normal reforzado, de pontones del material reglamentario, modelo danés, exige para su construcción 1 minuto por cada m. l. de puente.

El puente normal reforzado, con caballetes del material reglamentario, exige, para su construcción, 3 a 4 minutos por m. l. de puente.

Repliegue del puente de pontones reglamentarios, exige 30 segundos por m. l. de puente, aun cuando haya dos o tres caballetes en cada orilla.

La construcción de la compuerta de 5 pontones, con material reglamentario, exige una hora.

La compuerta de 3 pontones, 35 a 40 minutos.

La compuerta de 2 pontones para todas las armas, 15 a 20 minutos.

La compuerta de 2 pontones, para Infantería, 5 a 8 minutos.

Los datos que anteceden suponen que el material está aparcado en la orilla y los flotantes botados al agua.

El lanzamiento de una pasadera de asalto sobre flotantes, de una longitud total de 20 a 30 m., puede efectuarse en 5 a 10 minutos.

La construcción de un caballete rápido de 4 pies, con maderas rollizas, exige de una a una y media horas.

La construcción de un caballete de 4 pies, con maderas escuadradas y ensambladas, dos horas.

La preparación de un pilote para una cepa puede hacerse, entre tres o cuatro hombres, en media hora.

Empleando barrena eléctrica, el taladro para un perno que atraviese un pilote y dos tablones cepos, en una longitud

total de 30 a 35 cm., puede hacerse, entre dos hombres, en 12 ó 15 segundos.

La construcción de una cepa sencilla de 5 pilotes, con una compuerta de maniobra, puede hacerse en 7 a 8 horas.

La hinca de un pilote, con martinete ordinario, puede exigirse de una a una y media horas.

128. Acopio de materiales.—Escuadrías y dimensiones de los principales elementos que constituyen diferentes clases de puentes tipos.—Sin perjuicio de que los elementos del puente hayan de calcularse siempre con arreglo a las circunstancias particulares de cada caso, se incluyen a continuación, ya calculados, los elementos principales que integran los puentes normales, y algunos puentes para cargas muy pesadas. Las escuadrías y dimensiones, consignadas en las tablas que siguen, podrán adoptarse para los diferentes elementos de la obra, siempre que se pueda disponer de maderas y hierros que, por su naturaleza, estado de conservación y demás circunstancias, permitan adoptar los coeficientes de trabajo que en las mencionadas tablas se señalan. Esto evitará todo cálculo en muchos casos, y permitirá formar clara idea de la cuantía del acopio de materiales que haya de realizarse.

La tabla XXXVI, párrafo 33, permitirá hacer las substituciones de escuadrías a que haya lugar.

TABLA XLIV

Lado, en cm., de las viguetas de sección cuadrada para las pasaderas de caballería y puentes normales de vanguardia y de marcha (véase tabla XXXVI).

n = número de viguetas en cada tramo. *R* = 150 kg. por cm².

Luz del tramo	Pasaderas de caballería (P. C.)		Puentes de vanguardia (P. V.)		Puentes normales de columna (P. M.)					
	<i>n</i> =		<i>n</i> =		<i>n</i> =					
	3	4	5	6	5 (1)	6 (1)	7 (1)	5 (2)	5 (3)	
<i>m.</i>	<i>cm.</i>	<i>cm.</i>	<i>cm.</i>	<i>cm.</i>	<i>cm.</i>	<i>cm.</i>	<i>cm.</i>	<i>cm.</i>	<i>cm.</i>	<i>cm.</i>
3	12	10	11	11	13	12	11	15	18	
4	14	12	14	13	15	14	13	18	20	
5	16	14	16	15	17	16	15	20	22	
6			18	17	19	18	17	23	24	

(1) Sobrecarga de 400 kg. por m².

(2) Carruajes de 3.500 kg. con 2.300 en el eje trasero.

(3) Carruajes de 4.000 kg. con 3.300 kg. en el eje trasero.

Véase cuadro A, párrafo 20,

TABLA XLV

Grueso, en cm., de los tablones, para las pasaderas de Caballería y puentes normales de vanguardia y de marcha.

e = luz, en cm., entre viguetas contiguas. R = 120 kilogramos por cm^2 .

Ancho del tablón — cm.	Pasaderas de caballería (P. C.)			Puentes vanguardia (P. V.)			Puente normal de columna (1) (P. M.)			Puente normal de columna (2) (P. M.)		
	$e =$			$e =$			$e =$			$e =$		
	80	60	50	70	60	50	70	60	50	70	60	50
20	3,5	3	3	5,5	5	4,5	8	7,5	6	8	8	7,5
23	3,5	3	3	5	4,5	4,5	7	6,5	6	8	7,5	7
25	3,5	3	3	5	4,5	4	6,5	6	5,5	8	7,5	6,5

- (1) Carruajes de 3.500 kg. con 2.300 sobre el eje posterior.
 (2) Carruajes de 4.000 kg. con 3.300 sobre el eje posterior.

TABLA XLVI

Lado, en cm., de las cumbreras de sección cuadrada, para los caballetes de dos pies (véase tabla XXXVI).

d = distancia, en m., entre apoyos de la cumbrera.

R = 150 kg. por cm^2 .

Luz del tramo — m.	Pasaderas de Caballería (P. C.)			Puentes de vanguardia (P. V.)			Puente normal de columna (1) (P. M.)		
	$d =$			$d =$			$d =$		
	1,60	2,00	2,30	2,80	3,00	3,20	2,80	3,00	3,20
3	11	12	13	17	17	17	19	20	20
4	12	13	14	18	18	19	20	20	21
5	13	14	15	19	20	20	21	22	23
6	14	15	16	20	21	21	23	23	24

- (1) Sobrecarga de 400 kg. por m^2 y carruajes de 4.000 kg. con 3.300 kg. sobre el eje posterior.

TABLA XLVII

Lado, en cm., de los pies de caballete de sección cuadrada.

h = altura libre del pie, en m.

Luz del tramo — m.	Pasaderas de Caballería (P. C.) $h =$			Puentes de van- uardia (P. V.) $h =$			Puente normal de columna (1) (P. M.) $h =$		
	3	4	5	3	4	5	3	4	5
3	8	9	10	9	10	12	11	12	14
4	8	9	11	10	11	13	11	12	14
5	9	10	12	11	12	14	12	14	15
6	9	10	12	12	13	15	13	15	15

(1) Sobrecarga de 400 kg. por m² y carruajes de 4.000 kg. con 3.300 en el eje posterior.

Véase párrafo 41, y la tabla XXXVIII para las substituciones de escuadrías.

TABLA L

Tipo núm. 2 para puentes de pilotes (P. E.)

R = 80 kg. por cm², para la madera. R = 10 kg. por mm², para el hierro.

Cargas. {	Sobrecarga de 400 kg. por m. l. de puente. Carruajes de 18.000 kg. con 12.000 en el eje más cargado, y ambos ejes a 3 m. Peso del tablero, 800 kg. por m. l. de puente.
Luz del tramo = 4 m.	
Cepas. {	<i>Cumbrera.</i> Dos tablones de canto, de 0,14 × 0,25, cepos de los pilotes.
	{ 5 por cepa, a 90 cm. de eje a eje, y dos pilotes laterales de tornapunta (fig. 192).
	<i>Pilotes.</i> { 18 cm. para longitud libre de 3 a 4 m. } Hincados al rechazo de 7 toneladas.
	{ 21 cm. » » de 5 a 6 m. }
	{ 23 cm. » » de 7 m. }
	<i>Tablones de pavimento.</i> { Tablón de encina de 12 × 25 cm.
	{ Encima otro tablero clavado, de 4 cm. de grueso.

VIGUETAS

Superestructura.	6 viguetas, simétricamente colocadas respecto al eje del puente, cada una formada por un hierro I de $\frac{220 \times 98}{8}$ mm.	6 viguetas, cada una es una viga ensamblada, formada por dos viguetas superpuestas de 21 × 21 cm.	(1) 12 viguetas de madera, cada una de 17 × 17 cm., dispuestas en dos capas de 6 viguetas superpuestas y separadas por viguetas transversales de enlance de la misma escuadría, a 80 cm., una de otra.
	entre dos tablones de 8 × 22 cm. La unión con cinco pernos de 16 mm. de diámetro en cada vigueta.	I de $\frac{240 \times 106}{8,7}$ mm.	

(1) Véase párrafo 30.

TABLA LI

Tipo núm. 3 para puentes de pilotes (P. E.).

R = 80 kg. por cm² para la madera. R = 10 kg. por mm² para el hierro.

Cargas . . . { Sobrecarga de 400 kg. por m. l. de puente. Carruajes de 25.000 kg. con 18.000 kg. en el eje más cargado, y ambos ejes a 3 m. Peso del tablero 1.200 kg. por m. l. de puente.

Luz del tramo = 4 m.

Cepas . . . { *Cumbrera*. Dos tablones de canto, de 14 × 30 cm., cepos de los pilotes. }
 { 5 por cepa, a 90 cm. de eje a eje, y dos pilotes laterales de tornapunta (fig. 192). }
Pilotes . . . { 20 cm. para longitud libre de 3 a 4 m. }
 { 23 cm. » » de 5 a 6 m. }
 { 25 cm. » » de 7 m. }
 Hincados al rechazo de 9 toneladas.

Tablones de pavimento. { Tablón de encina de 14 × 25 cm. }
 { Encima otro tablero clavado de 6 cm. de grueso. }

VIGUETAS

6 viguetas por tramo, simétricamente colocadas respecto al eje del puente, cada una formada por una pieza de madera, de 14 × 20 cm. entre dos viguetas metálicas I de $\frac{200 \times 90}{7,5}$

La unión con 5 pernos de 16 milímetros de diámetro.

6 viguetas, cada una es una viga ensamblada, formada por dos superpuestas de 23×23 cm.

6 viguetas, cada una es un solo hierro I de $\frac{280 \times 119}{10,1}$ mm.

(1) 12 viguetas, cada una de 18 × 18 cm., dispuestas en dos capas de 6 viguetas superpuestas, y separadas por viguetas transversales de enlace, de la misma escuadría, colocadas a 80 cm. una de otra.

(1) Véase párrafo 30.

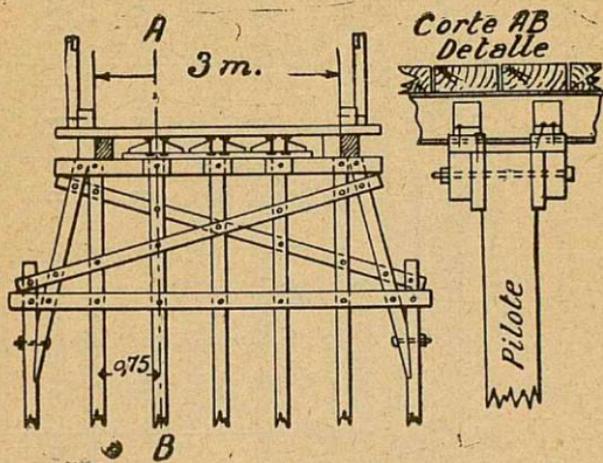


Fig. 192.

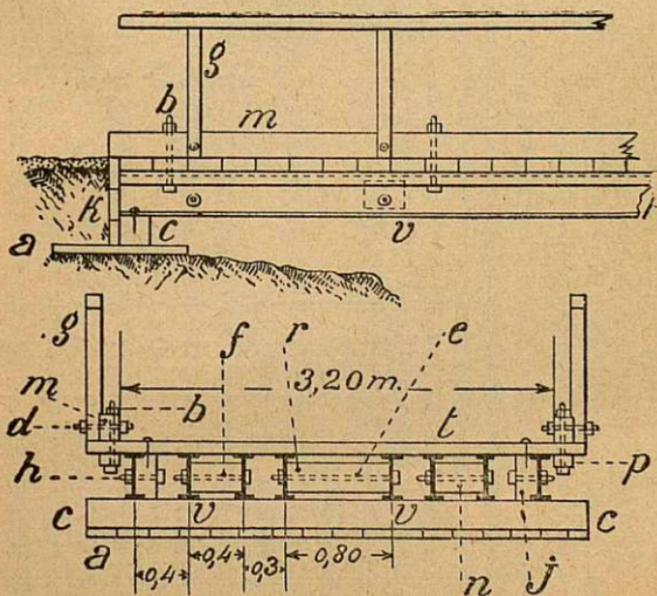


Fig. 193.

TABLA LII

Tipos de puentes de un solo tramo para puentes de etapa (P. E.)

Coefficientes de trabajo: para la madera, $R = 150$ kg. por cm^2 ; para el hierro, $R = 10$ kg. por mm^2 .

Una, repartida, de 400 kg. por m. l. de puente.

Carruajes de 18 Tm., con 12 Tm. en el eje más cargado, y ambos a 3. m.

Un solo carruaje dentro del tramo.

Elementos de la superestructura (fig. 193).

LUCES	TABLÓN <i>t</i>			Viguetas <i>v</i> , metálicas, de sección doble T, de alma llena. Sus dimensiones en milímetros	Viguetas de trinca <i>m</i>			Piezas verticales del guardalado <i>g</i>			
	Longitud $\frac{\text{m.}}{\text{m.}}$	Ancho $\frac{\text{cm.}}{\text{cm.}}$	Grueso $\frac{\text{cm.}}{\text{cm.}}$		Longitud $\frac{\text{m.}}{\text{m.}}$	Ancho $\frac{\text{cm.}}{\text{cm.}}$	Grueso $\frac{\text{cm.}}{\text{cm.}}$	Longitud $\frac{\text{m.}}{\text{m.}}$	Ancho $\frac{\text{cm.}}{\text{cm.}}$	Grueso $\frac{\text{cm.}}{\text{cm.}}$	Número total
4	3,70	21 25	11 10	$\frac{240 \times 106}{8,7}$	4,50	14	21	1	8	10	6
5	3,70	21 25	11 10	$\frac{260 \times 113}{9,4}$	5,50	14	21	1	8	10	10
6	3,70	21 25	11 10	$\frac{280 \times 119}{10,1}$	6,50	14	21	1	8	10	12
7	3,70	21 25	11 10	$\frac{300 \times 125}{10,8}$	7,50	14	21	1	8	10	14
8	3,70	21 25	11 10	$\frac{320 \times 131}{11,5}$	8,50	14	21	1	8	10	16

Dimensiones del cuerpo muerto *c*: su escuadría 23×23 cm.: su longitud 3,70 m.

Idem de los tablones de tope *k*: su escuadría 23×7 cm.: su longitud 3,70 m.

Idem de los tablones *a*: su escuadría 23×7 cm.: su longitud $1 \div 1,50$ m.

Idem de la pieza horizontal (pasamanos), que une los montantes del guardalado: su escuadría 8×10 cm.

Idem de los pernos *b*: su diámetro 19 mm.: su longitud 46 cm.: su número 4 en el tramo de 4 m.: 6 en los de 5 y 6 m.: 8 en los de 7 y 8 m.

Idem de los pernos *d*: su diámetro 19 mm.: su longitud 24 cm.: su número igual al de montantes del guardalado.

Idem de los pernos *h* y *f*: su diámetro 22 mm.: sus respectivas longitudes 19 y 46 cm.: número de unos y otros igual al de montantes del guardalado.

Idem de los pernos *e*: su diámetro 22 mm.: su longitud 86 cm.: su número igual a la mitad del número de montantes del guardalado.

El listón *p* tiene una longitud igual a la de las viguetas de trinca y 14×8 cm. de escuadría.

Los tacos de madera *n* y *r* se colocan entre las viguetas, espaciados 2,5 m. aproximadamente.

A los tacos *j* se clavan los tablones del pavimento, empleando clavazón de clavos bellotes (17 cm.)

NOTA.—Todos estos tipos de puentes pesados, de montaje sumamente rápido, permiten establecer la superestructura sobre caballetes, sencillos o dobles, de solera y varios pies (V. figuras 76 a 79). De esta manera se pueden salvar grandes luces, sin recurrir a los puentes pesados de un solo tramo.

II.—Reglas que deben observarse durante el paso de las tropas por los puentes militares

Los accidentes desgraciados que pueden ocurrir a los hombres, ganado y material a su paso por un puente militar, las averías que en el mismo pueden producirse durante el paso de tropas, obligando a efectuar en él reparaciones que, aun de momento, llevan consigo la pérdida de tiempo que tanto interesa economizar en operaciones tácticas de este género, y, en fin, la ruina del puente mismo, son accidentes que a toda costa debe evitar el Oficial de Ingenieros, jefe de un puente, observando para ello, y haciendo observar, con la entereza y energía que sean necesarias, las reglas que a continuación se indican.

129. Paso por los puentes de apoyos fijos o flotantes.—1.^a No consentirá en modo alguno, bajo su responsabilidad, que por el tablero circulen cargas mayores que las que el puente puede soportar, procurando, por el contrario, no llegar a ellas en los puentes volantes, especialmente.

2.^a Prohibirá que aguas-arriba de un puente haya barcas, balsas o pontones amarrados a la orilla, que por descuido pudieran ser arrastrados por la corriente.

3.^a A la entrada y salida del puente convendrá tener dispuestos pequeños grupos de ingenieros, provistos de los elementos necesarios para reparar inmediatamente las averías que pueden ocurrir durante el paso de las tropas. En caso de avería, dispondrá que las que se encuentren sobre el tablero aceleren la marcha, no permitiendo la circulación hasta que la avería esté reparada por completo.

En las dos orillas, a la inmediación del puente, tendrá un pequeño repuesto de material ordenado, para emplearlo en caso necesario.

4.^a En el paso de los ríos dispondrá que aguas-abajo del puente, y próximas a éste, permanezcan durante el paso una o dos barcas o balsas con sus correspondientes tripulaciones y provistas de salvavidas o boyas improvisadas, sujetas a un cabo de ancla o amarra, que se tendrá dispuesto para lanzarlo al agua en caso de accidente.

5.^a Sólo en casos excepcionales, y a muy buenos nadadores, será permitido arrojarse al agua para salvar a un hombre, pero nunca para salvar ganado, aunque se tenga la seguridad de perderlo.

6.^a Si en un puente de flotantes se producen grandes os-

cilaciones durante el paso, se mandará alto a las tropas por un momento, o se ordenará que emprendan el paso ligero.

7.^a No pasarán nunca mezclados tropa, ganado y carruajes; no lo harán al mismo tiempo en dirección contraria, ni se detendrán en el puente sin causa muy justificada.

8.^a El ganado deberá pasar por grupos de cuatro o seis animales, conducidos por un hombre que les impida detenerse o reunirse demasiado. Entre los grupos se dejará una distancia conveniente para evitar aglomeraciones.

9.^a Los carros de municiones, equipajes, catalanes de los regimientos, y de los vivanderos, no pasarán con mayor carga que la que pueda arrastrar sólo el ganado de varas, siempre que esta carga sea inferior a la que ha servido de tipo para el cálculo del puente.

Si volcara un carro o sufriera averías de consideración, se descargará para levantarlo y retirarlo del tablero. Sólo en el caso de que peligrase la seguridad del puente podrá arrojarse al agua el carro o su carga.

10.^a Cuando por el puente haya de pasar ganado se extenderá sobre el tablero una capa de tierra, paja o estiércol.

No se entablará lucha con el caballo o mulo que, a la vista del agua, o al pisar el tablero, se asuste y se empeñe en tirarse al río; pues evitando que al caer tropiece con algún pontón o caballete, no hay inconveniente en arrojarlo al agua. El ganado, a la preferencia del que se encuentra en la segunda orilla, pasa el río a nado sin ningún peligro.

11.^a La infantería, a paso largo y rápido, desfilará en hilera, de a dos o en columna de a tres, según sea la anchura del puente, rompiendo el paso al entrar, marchando al paso ligero al salir y procurando variar de dirección para dejar expedita la salida cuanto antes.

Entre las filas se procurará no dejar distancias menores de 0,75 metros, contados de pecho a espalda de los hombres de dos filas inmediatas.

Entre las compañías se dejarán distancias de 10 metros, y de 30 ÷ 40 entre cada dos batallones.

Todos los Generales, Jefes y Oficiales montados echarán pie a tierra, llevando, o haciendo llevar sus caballos del diestro.

12.^a La caballería echará pie a tierra 100 metros antes de llegar al puente, efectuando el paso en una o en dos hileras con distancias de un metro de cabeza a cola de caballos inmediatos, por lo menos.

Entre cada dos escuadrones se dejará una distancia de 10

metros, no volviendo a montar hasta que cada escuadrón haya desfilado por completo y se encuentre bastante distanciado del puente.

13.^a La artillería de montaña, así como las cargas a lomo de la administración militar, cargas de municiones, de ametralladoras, etc., efectuarán el paso en hilera, dejando por lo menos 1 metro de distancia de cabeza a cola.

14.^a La artillería de campaña desfilará en columna de piezas, dejando entre cada dos carruajes consecutivos una distancia de 10 metros, por lo menos.

Siempre que se pueda se desengancharán cuartas y guías, pasándolas del diestro por parejas independientes; a continuación irá el carruaje arrastrado por el tronco, yendo también desmontados los conductores de éste.

Los sirvientes echarán pie a tierra, colocándose a los lados de los tiros para auxiliar a los conductores.

Si el ganado no inspira confianza se pasarán a brazo las piezas.

15.^a Los convoyes de carros-cubas, catalanes, etc, efectuarán el paso ateniéndose a lo que se indica en las reglas 9.^a y 14.^a

Los camiones automóviles para el transporte de materiales, municiones o raciones, se descargarán antes de entrar en el puente, hasta que el peso del coche y carga (calculado por las *Guías* impresas y autorizadas que los conductores deben llevar, en las que se consigna clase, destino, precio y peso de los materiales que el coche conduce), sea inferior a la carga tipo para el cálculo del puente, pasando el resto de la carga en varios viajes o utilizando otro medio de transporte.

Todos los coches automóviles que hayan de pasar por un puente militar lo efectuarán a la menor velocidad posible, yendo montados únicamente los conductores del coche.

130. Paso en puentes volantes.—Cuando haya de pasar ganado o carruajes, será preciso construir rampas o embarcaderos en ambas orillas, eligiendo siempre el punto de embarque aguas-arriba del de desembarque.

Las reglas que conviene observar son las siguientes:

a) Paso en barcas o pontones.—1.^a Durante la travesía guardarán las tropas silencio absoluto y permanecerán en la mayor inmovilidad, sean cualesquiera los movimientos u oscilaciones de las balsas o compuertas.

2.^a Durante la navegación, al jefe de la barca, pontón o puente volante, es al único a quien han de obedecer la tripulación y las fuerzas embarcadas.

Cuando éstas hayan de hacer fuego lo dirigirá el jefe natural de las mismas, quien ordenará la disposición que han de tomar para ello, de acuerdo con el jefe de la tripulación.

Se procurará no hacer fuego desde los puentes, volantes, más que en caso de absoluta necesidad.

3.^a Cuando la infantería haya de pasar en barcas o pontones, embarcarán los hombres uno a uno, colocándose de popa a proa a medida que vayan embarcando y distribuyéndose por igual entre las dos bandas de la barca o pontón. En el fondo de éste se habrán colocado previamente tablones o bancos para que la tropa se sienta y permanezca inmóvil.

El desembarque se efectuará con el mayor orden, prohibiendo en absoluto que lo efectúen varios hombres a la vez.

4.^a Cuando la caballería ha de transportarse en barcas, se colocará en el fondo de éstas un tablero que cubra las cuadernas.

Los caballos se colocarán atravesados, sujetándolos los jinetes por la brida y alternando las cabezas de unos a babor y las de otros a estribor.

Cuando los caballos hayan de pasarse a nado se colocarán cuatro o seis agua-abajo de cada barca, desde la cual los conducirán los jinetes, guiándolos con el roncal o con amarras dispuestas al efecto; pero no conviene amadrinarlos, para evitar que los caballos se enreden con las cuerdas o cadenas.

5.^a La artillería de campaña no se transportará en barcas más que cuando éstas fueran de dimensiones excepcionales y pudiera embarcarse el material sin necesidad de desmontar las piezas. El transporte de éstas exigirá la construcción de balsas o compuertas.

b). Paso en balsas.—1.^a La infantería y caballería embarcarán desfilando de a uno, distribuyéndose a lo largo del eje de la balsa, separándose después gradualmente a uno y otro lado y permaneciendo de pie, descansando sobre las armas la infantería, y los jinetes con los caballos del diestro.

2.^a Los carruajes se colocarán en el centro de la balsa, calzando las ruedas o sujetándolas con cuerdas.

3.^a Cuando haya de transportarse ganado, sea en balsas o en compuertas, se procurará efectuar la travesía espíandose por un fiador o utilizando anclas fondeadas en el centro del río o fijas en la orilla, evitando, en cuanto sea posible, el empleo de los remos, que producen espanto en el ganado con evidente peligro para los hombres encargados de conducirlo.

4.^a En cada balsa o compuerta se llevarán boyas o salva-

vidas, dispuestos para arrojarlos al agua en caso de accidente.

c). Paso en compuertas de barcas o pontones:

1.^a La infantería se colocará sentada sobre el tablero de la compuerta, promediando la carga debidamente.

2.^a La caballería se colocará en varias filas situadas en dirección del eje del tablero. Los jinetes permanecerán de pie con los caballos del diestro.

3.^a Los carruajes se colocarán sobre las barcas o pontones de la compuerta, reservando el centro del tablero para colocar el ganado y conductores

Los sirvientes se distribuirán al lado de los carruajes.

4.^a En cada compuerta o balsa de embarque se llevarán anclas dispuestas a fondear en el momento en que, por cualquier circunstancia, convenga auxiliarse de ellas para detener la compuerta.

III. — Conservación de los puentes militares.

131. Guardia del puente. — Todo puente militar, y especialmente si éste se halla en la proximidad de posiciones enemigas, tendido en un río ancho y de corriente rápida, debe quedar bajo la custodia de una guardia de zapadores cuyos cometidos son los siguientes:

1.^o Vigilar los accesos del puente para detener y prevenir a las tropas que hayan de circular por él, que es de absoluta necesidad la más estricta observancia de las reglas establecidas para el paso.

2.^o Cuando la clase especial del puente no impida la navegación ordinaria, se destacarán de la guardia varios centinelas, agua-arriba y agua-abajo, a unos 300 metros del punto de paso, a los que se encargará de dar aviso de las barcas que desciendan o remonten el río, para que se puedan abrir con tiempo las compuertas móviles que han de permitir la navegación.

3.^o Tesar o arriar los cabos de ancla de los apoyos flotantes, a medida que se produzcan descensos o elevaciones en el nivel de las aguas.

4.^o Mantener bien limpios los desagües que el puente ofrece a la corriente, quitando el ramaje y la broza que arrastre el río, que, deteniéndose junto a los apoyos del tablero, represa el agua y puede constituir un peligro para la conservación de la obra.

5.º Reemplazar algunos caballetes por apoyos flotantes cuando se produzca una crecida, y hasta replegar el puente por completo si los apoyos son todos fijos y la crecida extraordinaria.

6.º Reparar inmediatamente cuantas averías se produzcan. Para ello, puede llegar a ser necesario establecer depósitos de material en ambas márgenes del río, y pequeños talleres de cordelería, carpintería y herrería. Estas precauciones son interesantes, sobre todo, cuando el puente ha de prestar servicio mucho tiempo.

132. Atalayas y amparos. a) **Atalayas.** — Siempre que el enemigo ocupa posiciones agua-arriba de los puntos de paso, es necesario establecer algunas atalayas o puestos de observación. El cometido del personal que los ocupa es el de detener o destruir todos los cuerpos flotantes que pueden ser lanzados contra el puente.

Las atalayas se agruparán en dos líneas diferentes. Forman la primera los observatorios asentados aguas-arriba de las estacadas o amparos, en ambas márgenes y en puntos desde los que se descubra una gran extensión del río. Su distancia al puente será tanto mayor cuanto más ancho sea el curso de agua y más rápida su corriente. Los zapadores afectos a estos puestos de observación dispondrán de botes equipados, rezones, bicheros, garfios, amarras, hachas, mazos y demás elementos necesarios para detener, destruir o echar a pique los cuerpos flotantes peligrosos que la corriente arriastre.

La segunda línea de atalayas se establecerá próxima a las estacadas de protección (párrafo 122). El personal de este grupo de observatorios retirará los cuerpos flotantes que se detengan en las orillas o agua-arriba de los amparos. El peligro que ofrece la destrucción de las *máquinas infernales* o de las minas flotantes, puede obligar a destruirlas haciendo uso de la artillería.

b) **Amparos.** — Las cadenas o estacadas flotantes se construyen de un modo análogo al que se emplea para formar las cadenas de anclaje (V. párrafo 40). Pero los eslabones de madera se forman con gruesos troncos de árbol, superponiendo dos o tres de éstos en cada eslabón si la corriente lleva una velocidad superior a 1 metro por segundo. Se unen unos a otros con ligaduras o con pernos.

Estas cadenas se tenderán en dirección oblicua a la corriente, de tal modo que formen con ella, del lado de agua-arriba, un ángulo de 20º a 25º, sea cualquiera la velocidad. Su longitud debe ser doble o triple de la anchura del río.

Los extremos se sujetan bien en las orillas. Cada eslabón se fija con un ancla fondeada agua-arriba y a la mayor distancia que permita la longitud del cabo de ancla.

Al tratar de los montajes (párrafo 122), ya se ha indicado la manera de formar amparos con estacadas fijas.

Las estacadas mixtas se componen de una fila de gruesos pilotes hincados en el fondo, entre los cuales se colocan cadenas flotantes unidas por sus extremos a los pilotes. Se dejan poco tensas para que puedan seguir fácilmente las variaciones del nivel del agua.