CZĘŚĆ PIĄTA.

MOSTY.

TREŚĆ.

Strona

Zasady projektowania mostów. Napisał inż. dr. Stefan Bryła, profesor politechniki. Lwów . 751

Mosty drewniane. Napisał inż. dr. Stefan Bryła, profesor politechniki, Lwów 775

Mosty tymczasowe. Napisał inż. dr. Stefan Bryła, profesor politechniki, Lwów 796

Mosty kamienne. Napisał inż. dr. Maksymiljan Thullie, profesor politechniki, Lwów 806

Przyczółki i filary kamienne. Napisał inż. dr. Maksymiljan Thullie, profesor politechniki, Lwów 830

Mosty żelbetowe. Napisał inż. dr. Maksymiljan Thullie, profesor politechniki, Lwów 836

Strona

Mosty żelazne. Napisał inż. dr. kom. Dr. Andrzej Pszenicki, profesor politechniki, Warszawa 860

I. Część ogólna 860

II. Nitowanie 877

III. Belki o ściance pełnej 882

IV. Dźwigary główne 889

V. Przekroje prętów 907

VI. Projektowanie węzłów 918

VII. Łożyska (poduszki) 922

VIII. Tężniki podłużne i poprzeczne . 938

IX. Część przejazdowa i chodniki . 947

Mosty ruchome. Napisał inż. dr. Stefan Bryła, profesor politechniki, Lwów 976

Montowanie mostów żelaznych. Napisał inż. Aureljusz Chróścielewski, Mińsk Mazowiecki . . . 985

Wzmacnianie mostów żelaznych Napisał inż. Aureljusz Chróścielewski, Mińsk Mazowiecki . . . 1003

Zasady projektowania mostów.

Napisał

inż. dr. Stefan Bryła,

profesor politechniki, Lwów.

Podział mostów. Mosty dzielą się wedle rodzaju drogi komunikacyjnej na: *a*) drogowe (kołowe), — tu należą też mosty dla pieszych, czyli t. zw. kładki, *b*) kolejowe, *c*) kanałowe i *d*) wodociągowe (akwadukty). Mosty drogowe dzieli się w Polsce na trzy klasy, a to: pierwszej klasy na drogach państwowych i na głównych ulicach większych miast, drugiej klasy na drogach wojewódzkich i powiatowych, oraz na ulicach miejskich, nie objętych pierwszą kategorją, wreszcie trzeciej klasy na drogach gminnych poza obrębem miast.

Ze względu na rodzaj konstrukcji na mosty stałe i ruchome.

Wreszcie podział można przeprowadzić ze względu na materjał, użyty na konstrukcję (mosty drewniane, żelazne, kamienne, betonowe, żelbetowe), oraz ze względu na charakter belek głównych (np. mosty łukowe, wspornikowe itd.).

Przepustami nazywamy małe mosty o rozpiętościach do 4 *m*.

Wiaduktami nazywamy mosty ponad wgłębieniami terenu, a więc zastępujące nasyp; zwykle opłacają się one dla wysokości 16—20 *m* nad terenem.

Most składa się z konstrukcji (budowy) *a*) spodniej czyli dolnej i *b*) wierzchniej czyli górnej. Do pierwszej należą filary (podpory środkowe) i przyczółki (podpory końcowe). Konstrukcja wierzchnia składa się z belek (dźwigarów) głównych, na których spoczywają poprzecznice (belki poprzeczne) i podłużnice (belki podłużne), podtrzymujące jezdnię i chodniki; belki główne związane są nadto ze sobą t. zw. tężnikami (wiatrownicami) pionowemi i poziomemi.

Most może być o pomoście górą, pomoście dołem i pomoście pośrodku (wgłębionym). Dla mniejszych rozpiętości korzystniejsza jest jazda górą (dobre stężenia poprzeczne, lżejsza konstrukcja pomostu, mniejsze przyczółki i filary); o ile jednak jesteśmy skrępowani zbyt małą wysokością konstrukcyjną, dajemy pomost dołem lub wgłębiony. Dla większych rozpiętości lżejsze są mosty o pomoście dołem.

Wysokością ustrojową mostu nazywamy odległość od najniższego punktu dolnej krawędzi belki mostowej do niwelety mostu, tj. do wierzchu nawierzchni w osi mostu drogowego, względnie do stopy szyny mostu kolejowego.

Wymiary poprzeczne mostów. Szerokość mostów drogowych ustala się odpowiednio do rodzaju drogi. Najmniejsze dopuszczalne wymiary wedle przepisów M.R.P. z r. 1925 podane są na fig. 1. Mosty w większych miastach mają szerokości znacznie większe i dostosowane do szerokości ulic. Chodniki należy urządzić zawsze w miastach i osiedlach, lub w ich pobliżu. Najmniejsza ich szerokość 75 *cm*. Jeżeli niema chodników, należy dać krawężniki o szerokości 40 *cm*.

Małe mosty i przepusty o rozpiętościach do 4 *m* należy budować o tej samej szerokości, co korona drogi, na której znajduje się most.

Tężniki (wiatrownice) górne itp. konstrukcje winny znajdować się nad powierzchnią jezdni conajmniej 4,5 *m*, zaś nad powierzchnią chodników conajmniej 2,5 *m*.

Wymiary poprzeczne mostów kolejowych należy dostosować do skrajni, dodając nadto około 20 *cm* (por. dział: „Koleje", str. 235, fig. 267). Szerokość w świetle normalnotorowego mostu kolejowego wynosić będzie co-

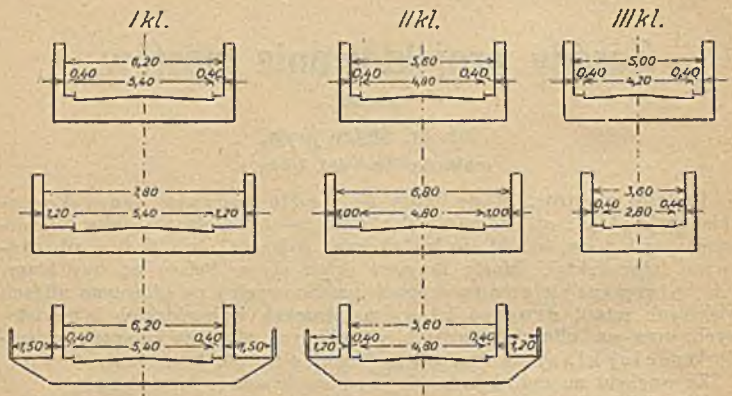


Fig. 1.

najmniej 4,80 *m*. Jeżeli most jest w łuku, to szerokość jego zwiększa się odpowiednio do strzałki łuku na moście. Por. niżej o rozpiętości przejazdów nad kolejami.

Wzniesienie dolnej krawędzi mostu nad najwyższy stan wody wynosić powinno wedle przepisów M. R. P. conajmniej . . . . 0,5 *m*,

jeżeli rzeką płynąć mogą pnie itd. . . . . 1,0 *m*,

na rzekach spławnych przy spławie luzem . . . . . 1,0 *m*,

na rzekach spławnych przy spławie wiązanym . . . 2,5 *m*,

na rzekach żeglownych . . . . . 5,5 *m*.

Wzniesienie nad kanałami żeglugi por. str. 644. Powyższe normy może M. R. P. zmienić w poszczególnych wypadkach.

Mosty łukowe, których $f < \frac{1}{6} l$, zaś $\alpha < 90°$, należy założyć tak, aby najwyższe zwierciadło wody nie sięgało ponad wezgłowia. Jeżeli $f > \frac{1}{6} l$, zwierciadło najwyższe wody nie powinno sięgać do punktu *a* (fig. 2).

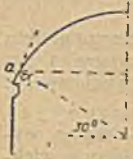


Fig. 2.

Wzniesienie konstrukcji mostu nad torami kolejowymi należy dostosować do skrajni; przyczem przy mostach drewnianych powinno ono wynosić conajmniej 0,5 *m* nad skrajnią, o ile zastosuje się urządzenia, chroniące drzewo od pożaru, względnie 2,0 *m* nad skrajnią, o ile tychże niema.

Wzniesienie nad drogą kołową: min. 2,50 *m* nad chodnikami, oraz 4,50 *m* nad jezdnią; na drogach podrzędnych można ten wymiar zmniejszyć do 3,20 *m* za zezwoleniem M. R. P.

Wysokość poręczy conajmniej 1,10 *m*.

Rozpiętości mostów. Łączna rozpiętość mostów nad rzekami zależy od największej ilości przepływającej wody, zwiększenia chyżości pod mo-

stem i dopuszczalnego spiętrzenia. Dla małych mostów oblicza się ilość wody z wzorów empirycznych, dla większych wykonywa się odpowiednie pomiary (por. dział: „Pomiary wodne“).

Przy określonej długości mostu należy rozpiętości poszczególnych przęseł dostosować do warunków miejscowych, do wymiarów największych statków i tratew, jakie mogą kursować w danem miejscu, wreszcie do kosztów. Rozpiętości są tem większe, im większy jest koszt filarów, tj. im trudniejsze fundowanie i im są one wyższe. Przęsła przepływowe są często większe od przęseł inundacyjnych. Przy kilku możliwych ewentualnościach decydują najmniejsze koszta. Na zakrętach rzek powinny być przęsła większe niż w miejscach normalnych. Rozpięt ościwiaduktów zależą przedewszystkiem od kosztów i w konsekwencji od wysokości filarów.

Fig. 3.

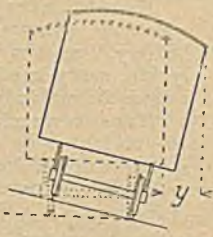


Fig. 4.

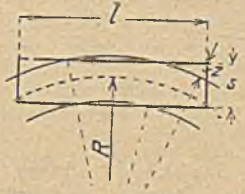


Fig. 5.

Przy niewielkiej ilości przęseł budujemy je zwykle w nieparzystej ilości.

Ze względu na prostotę roboty i ekonomję staramy się o to, aby możliwie wielka ilość przęseł była taka sama; o ile zatem rozpiętości są różne, to zmieniamy je grupami.

Mosty nad kanałami żeglugi powinny obejmować jednem przęsłem całą (niezmniejszoną) szerokość profilu wraz z drogami holowniczemi (por. dział: „Kanały żeglugi“).

Mosty nad ulicami i drogami powinny dostosować się rozpiętością do szerokości drogi. Można jednak ustawić słupy w środku drogi, co zresztą nie jest pożądane, oraz na chodnikach obok krawężnika.

Przejazdy nad kolejami powinny mieć rozpiętość równą szerokości skrajni, zwiększoną o $\mp$ 20 *cm*. Jeżeli tor kolejowy pod mostem przechodzi w łuku, należy zwiększyć rozpiętość mostu: 1. o strzałkę krzywizny toru $f = \frac{b^2}{8R}$, gdzie b jest szerokością mostu, a R promieniem krzywizny toru (fig. 3), 2. o poszerzenie toru w łuku (por. dział: „Koleje żelazne“, str. 230), 3. o wielkość y, powstałą wskutek ukośnego położenia skrajni (fig. 4), i 4. o wielkość z, powstałą wskutek odchylenia osi wozu od osi toru (fig. 5); przyjąć można, jeżeli s jest szerokością wozu, l długością tegoż:

$$z = \sqrt{\left(R + \frac{s}{2}\right)^2 + \left(\frac{l}{2}\right)^2} - \left(R + \frac{s}{2}\right).$$

Przy przejazdach nad kolejami lub drogami kołowemi można przeprowadzić rowy *a*) pomiędzy przyczółkami (filarami) jako otwarte lub kryte, *b*) poza filarami (przyczółkami), wreszcie nawet *c*) przez przyczółki (rzadko).

Mosty ukośne mają większe rozpiętości i kosztowniejszą konstrukcję od prostych, to też w miarę możności staramy się ich unikać.

Niweleta mostu niejednokrotnie dana z góry. Przy mostach drogowych przeważnie pozioma; podniesienie niwelety ku środkowi mostu wy-

chodzi z użycia, chyba, gdy chodzi o uzyskanie większej wysokości konstrukcyjnej (stosunkowo najczęściej przy mostach łukowych); wtedy w środkowej części zaokrągla się spadek łukiem koła lub parabolą o długości $2l'$ (fig. 6.) Najwyższe spadki por. dział: „Ulice". Czasem niweleta spada w jedną stronę, gdy wynika to ze spadku całej drogi. Przy mostach kolejowych niweleta stosuje się do spadku linji kolejowej. Załamanie spadku na moście możliwe, ale niemiłe i rzadko używane.

Spadek poprzeczny: dyle 2,5—3%, droga bita 4—6%, bruk 2,5—3%, chodniki 1—2%; pozatem por. dział: „Ulice".

Porównanie mostów z różnych materjałów. Koszta budowy. Najtańsze są mosty drewniane; żelazne zwykle tańsze od betonowych i żelbetowych, niemniej potrzebne jest porównanie.

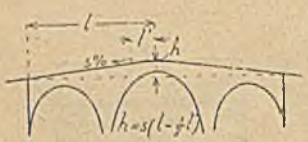


Fig. 6.

Koszta utrzymania mostów drewnianych wynoszą około 2—3% kosztów budowy, mostów żelaznych 0,2—0,3% tychże, mosty kamienne i betonowe nie wymagają nieomal żadnych kosztów utrzymania.

Czas trwania mostów drewnianych 10—20 lat, co do żelaznych brak definitywnych danych, kamiennych i betonowych praktycznie nieograniczony.

Szybkość budowy: najszybciej buduje się mosty drewniane, następnie żelazne, potem żelbetowe i betonowe, wreszcie kamienne.

Rozpiętości mostów żelaznych dochodzą do 610 *m* (projekty do 1000 *m* i wyżej), żelbetowych do 200 *m* (projekty do 250 *m* i wyżej), betonowych i kamiennych prawie do 100 *m*, drewnianych do 50 *m*.

Wysokość konstrukcyjna: najmniejsza w mostach żelaznych, następnie drewnianych i żelbetowych, wreszcie betonowych i kamiennych.

Mosty ukośne najłatwiej wykonać żelazne (ukos do 20°), najtrudniej kamienne (30° dla mostów odcinkowych, 70° dla półkolistych).

Wstrząśnienia najmniej działają na mosty kamienne, betonowe, wreszcie na żelbetowe i żelazne.

Wpływ dymu i gazów nie szkodzi mostom kamiennym i betonowym, — szkodzi żelaznym i żelbetowym.

Wygląd najbardziej monumentalny mają mosty kamienne i betonowe, dalej żelbetowe, żelazne i drewniane.

Dzisiaj buduje się z drzewa mosty, których czas trwania nie ma być długi (mosty tymczasowe, rusztowania), dalej mosty drogowe III. klasy i czasem mosty dla kolei drugorzędnych. Pozatem staramy się budować mosty o charakterze stałym, przeważnie żelbetowe dla mniejszych rozpiętości, żelazne dla rozpiętości większych, oraz tam, gdzie mała wysokość konstrukcyjna lub inne względy nie pozwalają na zastosowanie żelbetu. Wskazane jest budować nawet mosty drewniane na filarach i przyczółkach kamiennych lub betonowych; trwałość mostu znacznie się wtedy zwiększa, gdyż przyczółki i filary drewniane szybko niszczeją.

Obciążenia mostów. Na mosty działają następujące obciążenia: *a*) ciężar stały (belek głównych, poprzecznic, podłużnic itd.), *b*) ciężar ruchomy czyli zmienny (na mostach drogowych automobile, wozy, walce parowe, ludzie itd., na kolejowych pociągi), *c*) parcie wiatru, *d*) parcie ziemi i wody, a nadto *e*) zmiany temperatury i ewentualnie *f*) skurcz materjałów.

1. Ciężar stały przyjmuje się wedle wzorów; najważniejsze podane są w odpowiednich działach. Ciężary materjałów konstrukcyjnych poleca M. R. P. przyjmować w następujących wielkościach:

Żelazo zlewne	7,85 t/m^3	Mur z cegieł na cemencie	1,70 t/m^3
„ spawane	7,80 „	Beton stwardniały . . .	2,20 „
Stal	7,86 „	„ mokry (w deskowaniu)	2,40 „
Żeliwo	7,30 „	Żelbet stwardniały . . .	2,40 „
Drzewo miękkie mokre .	0,90 „	„ mokry (w deskowaniu)	2,60 „
„ „ suche .	0,80 „	Bruk drewniany	1,10 „
„ twarde mokre . .	1,00 „	Piasek	1,60 „
„ „ suche . .	0,90 „	Żwir lub tłuczeń na jezdni	1,90 „
Mur ciosowy . . 2,40—2,60 „		Ziemia, glina	1,80 „
„ z kamienia łamanego (wapień)	2,40 „	Bruk kamienny . 2,40—2,80 „	
„ z kamienia łamanego (piaskowiec)	2,20 „	Asfalt lany	1,20 „
„ z cegieł na wapnie .	1,60 „		

2. Ciężar ruchomy. *a)* Mosty drogowe. W poszczególnych państwach istnieją rozmaite rozporządzenia, określające rodzaj i wielkość obciążeń drogowych. Zazwyczaj składają się na nie: walec drogowy, jako obciążenie największe, samochody ciężarowe, czasem wozy dla dróg podrzędnych; oraz tłum ludzi, przyjmowany jako ciężar jednostajnie rozłożony. Niektóre rozporządzenia przyjmują nadto obciążenie moździerzem, kolejką polową itd. W Polsce przepisy M. R. P. z r. 1925 wprowadzają tylko jeden rodzaj obciążenia zasadniczego, ułatwiając tem samem obliczenie mostu w bardzo wybitnym stopniu, tem bardziej, że dla różnych klas i dla różnych szerokości mostu należy pomnożyć je tylko przez odpowiednie spółczynniki.

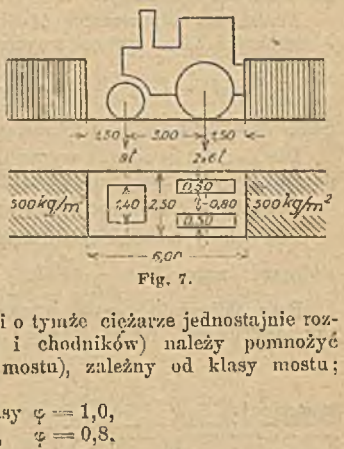


Fig. 7.

Obciążenie zasadnicze rozmieszczone jest na pasie jezdni o szerokości 2,50 *m*. Jest niem walec parowy o ciężarze 20 *t* (oś przednia 8 *t*, oś tylna 12 *t*); przed nim i za nim tłum ludzi o ciężarze 500 kg/m^2 dla długości mostu $l \leq 50$ *m*, zaś 400 *kg* dla $l \geq 100$ *m*, gdzie *l* oznacza długość przęsła; dla pośrednich długości *l* należy interpolować linjowo (fig. 7). Na chodnikach należy przyjmować tłum ludzi o tymże ciężarze jednostajnie rozłożonym. Zasadnicze obciążenie (jezdni i chodników) należy pomnożyć przez spółczynnik φ (spółczynnik klasy mostu), zależny od klasy mostu; wynosi on

dla mostów I. klasy $\varphi = 1{,}0$,
„ „ II. „ $\varphi = 0{,}8$,
„ „ III. „ $\varphi = 0{,}4$.

Aby znaleźć całkowity ciężar, działający na jezdnię mostową, należy pomnożyć tak określone obciążenie przez spółczynnik α (spółczynnik szerokości mostu), wynoszący:

$$\alpha = 0{,}4\, b \quad \text{dla jezdni o szerokości} \quad b \leq 5{,}0\ m,$$
$$\text{zaś} \quad \alpha = 1 + 0{,}2\, b \quad \text{dla jezdni o szerokości} \quad b > 5{,}0\ m,$$

gdzie *b* jest szerokością jezdni (fig. 8 *a*, *b*, *c*). Krawężników można nie obciążać.

Z powyższego wynika, że dla szerokości równej lub mniejszej od 5,00 *m* obciążenie mostu zwiększa się wprost proporcjonalnie do szerokości. Dla szerokości $b > 5{,}0\ m$ obciążenie to wzrasta znacznie wolniej, co uzasadnia się tem, że jest mniejsze prawdopodobieństwo, aby cała jezdnia była obciążona równie silnie.

Przy obliczeniu mostów o dwu belkach głównych przyjąć należy, że na każdą belkę przenosi się połowa obciążenia, obliczonego w powyższy sposób. Jeżeli most ma większą ilość belek głównych w odstępie mniejszym niż 2,5 m, to spółczynnik $\alpha = 0{,}4\,b$ należy zastosować przy ich obliczeniu, jeżeli ustrój pomostu zapewnia ścisłe współdziałanie belek (np. mostu żelbetowego z silnemi stężeniami poprzecznemi). Przez b należy rozumieć wtedy odstęp belek głównych (fig. 8 d). Jeżeli ustrój pomostu nie zapewnia ścisłego współdziałania belek, to ciężary, działające na jedną belkę, należy przyjąć odpowiednio do rozkładu ciśnienia na te belki z uwzględnieniem szerokości kół walca i obciążenia każdego z nich. To samo należy zastosować przy obliczaniu pomostu. Pomost należy nadto przeliczyć na ciężar skupiony koła samochodu ciężarowego o wielkości $P = 4\,t$ dla mostów I. klasy, $3{,}2\,t$ dla II. klasy, zaś $1{,}6\,t$ dla III. klasy.

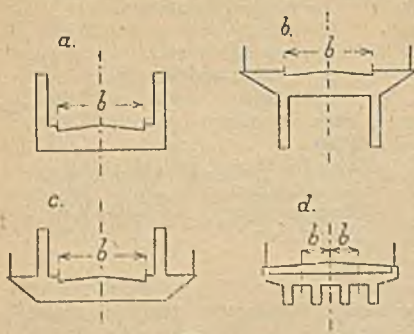


Fig. 8.

Nacisk na poprzecznicę A (fig. 9) z powodu obciążenia pasa jezdni o szerokości 2,5 m wynosi wogóle:

$$P = P_1 + P_2\frac{\lambda - 2a}{\lambda} + \frac{q(\lambda - 3a)^2}{2\lambda} + \frac{q(\lambda - a)^2}{2\lambda},$$

gdzie $P_1 = 12\,t$, $P_2 = 8\,t$, zaś $q = 1{,}24\ t/m$ b.

Dla $\lambda < 4{,}5\ m$ odpada wyraz trzeci, dla $\lambda < 3\ m$ także wyraz drugi; dla poprzecznicy skrajnej odpada także wyraz ostatni.

Obciążenie całej poprzecznicy: $(P) = \alpha\,\varphi\,P$.

Największy moment poprzecznicy, jeżeli oblicza się ją jako belkę wolno podpartą: najw. $M = \frac{1}{8}(P)\,b$.

Przy obliczaniu mostów o rozpiętości $l > 50\ m$ można zamiast ciężarów skupionych kół walca przyjąć ciężar zastępczy, jaki otrzymamy, rozkładając ciężar walca jednostajnie na powierzchnię, zajętą przez walec, tj. $2{,}50 \times 6{,}00 = 15{,}00\ m^2$. Takiż ciężar zastępczy przyjmować można też przy obliczaniu mostów o rozpiętościach między 30 m a 50 m, o ile odpowiednia gałąź linji wpływowej ma długość równą lub większą niż 30 m. Wreszcie tenże sam ciężar zastępczy przyjmuje się przy obliczaniu przyczółków.

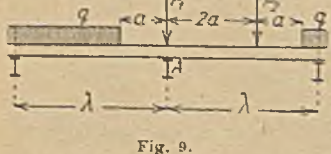


Fig. 9.

Dla poszczególnych mostów wszystkich klas może M. R. P. zarządzić zastosowanie innych obciążeń. Dotyczy to zwłaszcza mostów w większych miastach, gdzie ruch jest większy i cięższy. Można w nich przyjmować albo spółczynnik $\varphi > 1$, albo też wogóle inne obciążenie, np. szereg wozów tramwajowych jeden za drugim itd.

Przy obliczaniu części ustrojowych chodników należy przyjmować obciążenie tłumem ludzi 600 kg/m^2, zaś ciśnienie poziome na poręcze 80 kg/m b.

Przy obliczaniu kładek przyjmuje się tłum ludzi, jak dla II. klasy, tj. 400 kg/m^2.

Bezwzględnie największy moment zgięcia dla belek wolno podpartych otrzymujemy:

a) dla $l < 3\ m$ pod cięższą osią walca w środku przęsła (fig. 10 *b*):

$$\text{najw. } M = \frac{1}{4} Pl;$$

b) od $l = 3{,}00\ m$ do $l = 5{,}50\ m$ pod cięższą osią walca (fig. 10 *c*):

najw. $M = A\,x$, przyczem

$$A = \frac{1}{2} q \frac{x^2}{l} - \left[P + q\,(l-a)\right]\frac{x}{l} + P + \frac{1}{2}\frac{q}{l}(l-a)^2$$

$$x = \frac{1}{3q}\left\{2P + 2q\,(l-a) - \sqrt{4P^2 + 2q\,(l-4a)P + (l-a)^2 q^2}\right\};$$

c) od $l = 5{,}50\ m$ do $l = 8{,}25\ m$ pod cięższą osią walca (fig. 10 *d*):

najw. $M = A\,x - \frac{4}{3} a\,P$, przyczem

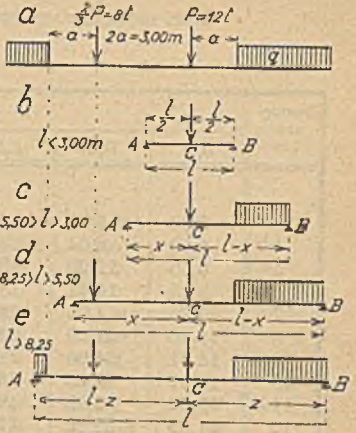


Fig. 10.

$$A = \frac{1}{2}\frac{q}{l}x^2 - \left[\frac{5}{3}P + q\,(l-a)\right]\frac{x}{l} + \frac{P}{3}\left(5 + 4\frac{a}{l}\right) + \frac{1}{2}\frac{q}{l}(l-a)^2$$

$$x = \frac{1}{3q}\left\{\frac{10}{3}P + 2q\,(l-a) - \sqrt{\left(\frac{10}{3}P\right)^2 + \frac{Pq}{3}(10l - 64a) + q^2(l-a)^2}\right\};$$

d) od $l = 8{,}25\ m$ do $l = 30\ m$ pod cięższą osią walca (fig. 10 *e*):

$$\text{najw. } M = Bz - \frac{1}{2} q\,(z^2 - a^2),$$

gdzie $B = -\left(\frac{5}{3}P - 4aq\right)\frac{z}{l} + \frac{P}{3}\left(5 - 4\frac{a}{l}\right) + q\left[\frac{l}{2} - 4a\left(1 - \frac{a}{l}\right)\right]$,

$$z = \frac{l}{2} - 4a\,\frac{P - 3aq}{10P + 3q\,(l - 8a)};$$

e) dla $l > 30\ m$ najw. $M = \frac{1}{2} G\left(\frac{l}{2} - a\right) + \frac{1}{2} q\left(\frac{l}{2} - 2a\right)^2$, przyczem

G = ciężar walca drogowego. We wzorach powyższych $P = 12\ t$, zaś $q = 1{,}25\ t/m$ dla $l \leq 50\ m$, zaś $q = 1\ t/m$ dla $l \geq 100\ m$. Dla pośrednich wartości należy interpolować linjowo.

W tablicy I. (str. 758/759) zestawione są największe momenty zgięcia, obliczone w odstępach co $0{,}1\,l$, oraz bezwzględnie największe momenty i ich odstępy od środka belki. Poczynając od $l = 30\ m$, bezwzględnie największy moment występuje w środku belki, gdyż ciężar walca przyjęty jest tam jako ciężar jednostajnie rozłożony.

Największy moment w dowolnym przekroju występuje:

a) dla $l < 30\ m$, gdy cięższa oś walca (12 *t*) stanie w danym przekroju;

b) dla $l \geq 30\ m$. Wykres dla najniekorzystniejszego położenia walca podany jest na fig. 11. Prowadzimy $C''F \parallel A'B'$, odcinamy $C''F = 4\,a = 6\ m$;

Tablica I.

Najw. momenty w tonmetrach dla belki wolno podpartej, w przekrojach, oddalonych od podpory o $x = \varphi l$, tudzież bezwzględnie najw. momenty wskutek obciążenia walcem i tłumem ludzi na szerokości 2,5 m wedle przepisów M. R. P. z dnia 9 listopada 1925 r. W ostatniej rubryce podane jest położenie miejsca najw. M.

Rozpiętość l m	$\varphi = x : l$					Bezwzgl. najw. M	e_{cm} *)
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5		
3	3,33	5,86	7,62	8,66	9,00	9,00	0
4	4,60	8,04	10,40	11,72	12,08	12,085	5
5	6,60	11,20	13,80	14,49	13,31	15,33	11
6	8,45	14,41	18,04	19,50	18,71	19,55	51
7	10,40	17,75	22,39	24,64	24,25	24,82	45
8	12,46	21,26	26,98	29,91	29,95	30,32	38
9	14,61	24,96	31,84	35,46	35,82	36,1	35
10	16,87	28,86	36,96	41,30	41,90	42,1	34
11	19,22	32,95	42,34	47,45	48,31	48,5	32
12	21,68	37,26	47,98	53,80	55,05	55,3	31
13	24,24	41,75	53,89	60,65	62,09	62,3	30
14	26,90	46,46	60,08	67,70	69,40	69,6	29
15	29,66	51,35	66,49	75,05	77,06	77,2	28
16	32,54	56,44	73,20	82,70	85,01	85,1	28
17	35,52	61,78	80,10	90,67	93,30	93,5	27
18	38,61	67,25	87,30	98,85	101,92	102,0	26
19	41,80	72,92	94,80	107,4	110,8	110,8	26
20	45,16	78,85	102,6	116,3	120,0	120,1	25
21	48,57	84,97	110,6	125,5	129,6	129,8	24
22	52,10	91,28	118,8	134,9	139,5	139,6	24
23	55,77	97,75	127,4	144,7	149,5	149,6	23
24	59,50	104,4	136,1	154,7	160,0	160,1	22
25	63,40	111,4	145,3	165,0	170,9	171,0	22
26	67,4	118,5	154,5	175,7	182,0	182,1	21
27	71,5	125,8	164,2	186,6	193,5	193,6	21
28	75,7	133,3	173,9	197,9	205,2	205,2	21
29	80,0	141,0	184,1	209,5	217,1	217,1	21
30	84,5	148,8	195,6	221,4	229,5	229,5	21
31	85,6	152,1	199,6	228,2	237,7		
32	90,2	160,4	210,5	240,6	250,6		
33	95,0	168,9	221,7	253,4	263,9		
34	99,9	177,6	233,1	266,4	277,5		
35	104,9	186,5	244,8	279,8	291,4		
36	110,0	195,6	256,7	293,4	305,6		
$\varphi =$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5		

*) Odstęp niebezpiecznego przekroju od środka belki.

Rozpiętość l m	$\varphi = x : l$				
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
37	115,3	204,9	268,9	307,4	320,2
38	120,6	214,4	281,4	321,6	335,0
39	126,1	224,1	294,1	336,2	350,2
40	131,6	234,0	307,1	351,0	365,6
41	137,3	244,1	320,4	366,2	381,4
42	143,1	254,4	333,9	381,6	397,5
43	149,0	264,9	347,7	397,4	413,9
44	155,0	275,6	361,7	413,4	430,6
45	161,2	286,5	376,0	429,8	447,7
46	167,4	297,6	390,6	446,4	465,0
47	173,8	308,9	405,4	463,4	482,7
48	180,2	320,4	420,5	480,6	500,6
49	186,8	332,1	435,9	498,2	518,9
50	193,5	344,0	451,5	516,0	537,5
52	206,3	366,7	481,3	550,1	573,0
54	219,3	389,9	511,8	584,9	609,3
55	225,9	401,6	527,1	602,4	627,5
56	232,6	413,6	542,9	620,4	646,3
58	246,3	437,9	574,8	656,9	684,3
60	260,1	462,4	606,9	693,6	722,5
62	274,1	487,4	639,7	731,0	761,5
64	288,5	512,8	673,2	769,2	801,2
65	293,5	521,8	684,8	782,6	815,2
66	303,0	538,6	706,8	807,8	841,5
68	317,7	564,8	741,3	847,2	882,5
70	332,6	591,4	776,2	887,0	924,0
72	347,7	618,1	811,2	927,1	965,7
74	363,0	645,3	846,9	967,9	1008,2
75	370,6	658,9	864,8	988,3	1029,5
76	378,4	672,6	882,8	1009,0	1051,0
78	393,9	700,3	919,2	1050,5	1094,3
80	409,7	728,3	955,9	1092,5	1138,0
89	449,5	799,0	1048,7	1198,6	1248,5
90	490,0	871,0	1143,2	1306,6	1361,0
100	572,2	1017,3	1335,2	1525,9	1589,5
$\varphi =$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5

Tablica II.

Największe siły poprzeczne w tonnach dla belki wolno podpartej w przekrojach oddalonych od lewej podpory o $x = \varphi l$ wskutek obciążenia walcem i tłumem ludzi na szerokości 2,5 m wedle przepisów M. R. P. z dnia 9 listopada 1925 r.

Rozp. l m	$\varphi = x : l$										l m
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	
3	12,00	10,80	9,60	8,40	7,20	6,00	4,80	3,60	2,40	1,20	3
4	14,00	12,00	10,00	„	„	„	„	„	„	„	4
5	15,23	13,20	11,20	9,20	„	„	„	„	„	„	5
6	16,23	14,08	12,01	10,00	8,00	„	„	„	„	„	6
7	17,13	14,86	12,68	10,58	8,57	6,57	„	„	„	„	7
8	17,96	15,57	13,28	11,09	9,01	7,00	5,00	„	„	„	8
9	18,73	16,23	13,84	11,56	9,39	7,33	5,33	„	„	„	9
10	19,49	16,87	14,36	11,98	9,74	7,62	5,60	„	„	„	10
11	20,22	17,47	14,87	12,39	10,07	7,88	5,82	3,82	„	„	11
12	20,93	18,06	15,36	12,80	10,38	8,12	6,01	4,00	„	„	12
13	21,62	18,64	15,82	13,17	10,67	8,34	6,17	4,15	„	„	13
14	22,32	19,22	16,29	13,54	10,97	8,57	6,34	4,29	„	„	14
15	23,00	19,78	16,74	13,90	11,25	8,78	6,49	4,40	„	„	15
16	23,66	20,33	17,19	14,25	11,52	8,98	6,64	4,50	2,50	„	16
17	24,34	20,87	17,63	14,60	11,79	9,18	6,78	4,60	2,59	„	17
18	25,01	21,42	18,08	14,95	12,05	9,38	6,92	4,70	2,67	„	18
19	25,66	21,96	18,51	15,29	12,31	9,57	7,06	4,79	2,74	„	19
20	26,31	22,50	18,94	15,62	12,56	9,75	7,19	4,87	2,80	„	20
21	26,97	23,03	19,36	15,96	12,81	9,93	7,31	4,96	2,86	„	21
22	27,62	23,57	19,79	16,29	13,06	10,11	7,44	5,04	2,91	„	22
23	28,27	24,09	20,21	16,62	13,30	10,29	7,56	5,12	2,96	„	23
24	28,91	24,62	20,63	16,94	13,56	10,47	7,68	5,19	3,00	„	24
25	29,54	25,14	21,04	17,26	13,80	10,64	7,80	5,27	3,05	„	25
26	30,18	25,66	21,45	17,58	14,04	10,82	7,92	5,34	3,09	„	26
27	30,81	26,21	21,88	17,91	14,28	10,99	8,03	5,41	3,13	„	27
28	31,44	26,60	22,29	18,24	14,52	11,16	8,14	5,48	3,17	„	28
29	32,09	27,25	22,71	18,55	14,75	11,33	8,26	5,55	3,21	„	29
30	32,73	27,75	23,12	18,88	15,00	11,50	8,37	5,62	3,25	„	30
31	„	28,27	23,54	19,19	15,24	11,67	8,49	5,70	3,29	1,23	31
32	„	28,77	23,95	19,50	15,47	11,83	8,59	5,76	3,32	1,25	32
33	„	29,27	24,32	19,82	15,71	12,00	8,70	5,82	3,35	1,27	33
34	„	„	24,79	20,14	15,94	12,17	8,81	5,89	3,39	1,29	34
35	33,29	„	25,16	20,46	16,17	12,33	8,92	5,95	3,42	1,31	35
36	33,93	„	25,61	20,78	16,41	12,50	9,03	6,02	3,46	1,33	36
37	34,58	„	26,01	21,10	16,65	12,67	9,14	6,09	3,49	1,35	37
38	35,30	29,52	„	21,42	16,87	12,83	9,25	6,15	3,53	1,37	38
39	35,81	30,02	„	21,73	17,11	12,99	9,36	6,21	3,56	1,38	39
40	36,55	30,55	„	22,04	17,35	13,16	9,46	6,23	3,59	1,40	40
41	37,22	31,07	„	22,35	17,56	13,31	9,57	6,34	3,62	1,41	41
42	37,87	31,67	„	22,68	17,80	13,49	9,69	6,41	3,66	1,43	42
43	38,50	32,11	26,32	„	18,03	13,64	9,78	6,46	3,68	1,44	43
44	39,14	32,64	26,74	„	18,25	13,80	9,89	6,53	3,71	1,45	44
45	39,66	32,97	27,17	„	18,52	13,97	10,01	6,59	3,75	1,47	45
46	40,46	33,70	27,60	„	18,74	14,15	10,12	6,66	3,78	1,48	46
47	41,13	34,23	28,02	„	18,96	14,29	10,21	6,72	3,81	1,49	47
48	41,75	34,75	28,44	„	19,19	14,45	10,31	6,78	3,84	1,50	48
49	42,38	35,29	28,83	22,98	19,41	14,61	10,41	6,84	3,87	1,51	49
50	43,00	35,80	29,78	23,34	19,66	14,77	10,52	6,90	3,90	1,52	50
52	44,00	36,70	29,95	23,85	„	15,05	10,65	7,01	3,96	1,54	52
54	45,17	37,54	30,68	24,44	„	15,33	10,89	7,11	4,01	1,56	54
55	45,64	37,96	31,00	24,66	„	15,46	10,98	7,17	4,04	1,58	55
56	46,13	38,38	31,33	24,94	„	15,58	11,05	7,22	4,06	1,59	56
58	47,17	39,17	32,07	25,43	„	15,85	11,24	7,32	4,11	1,60	58
60	48,16	40,04	32,64	25,96	20,00	„	11,40	7,43	4,16	1,62	60
62	49,03	40,83	33,23	26,43	20,37	„	11,57	7,52	4,21	1,64	62
64	50,06	41,66	33,94	26,96	20,75	„	11,73	7,62	4,26	1,66	64
65	50,50	41,98	34,18	27,18	20,93	„	11,80	7,66	4,28	1,67	65
66	51,04	42,29	34,49	27,40	21,09	„	11,89	7,71	4,31	1,68	66
68	51,90	43,12	35,11	27,88	21,47	„	12,04	7,80	4,35	1,69	68
70	52,84	43,84	36,69	28,30	21,79	16,05	12,19	7,89	4,40	1,71	70
72	53,74	44,54	36,28	28,76	22,14	16,30	12,34	7,98	4,44	1,72	72
74	54,43	45,17	36,76	29,19	22,45	16,54	12,49	8,07	4,49	1,74	74
75	54,90	45,56	37,00	29,40	22,60	16,64	„	8,12	4,51	1,75	75
76	55,39	45,86	37,36	29,61	22,73	16,76	„	8,15	4,53	1,76	76
78	56,04	46,58	37,83	30,03	23,09	16,98	„	8,24	4,57	1,77	78
80	56,85	47,25	38,41	30,45	23,40	17,20	„	8,31	4,61	1,78	80
85	58,69	48,69	39,59	31,39	24,09	17,73	„	8,51	4,71	1,82	85
90	60,53	50,13	40,75	32,28	24,76	18,23	12,58	8,69	4,80	1,85	90
100	63,58	52,68	42,78	33,88	25,98	19,08	13,18	„	4,96	1,91	100
$\varphi =$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	

prowadzimy $FE'' \parallel C''A'$ aż do przecięcia z $B'C''$ w punkcie E''. Walec powinien obciążać długość DE.

Zastosowanie tablicy II. (str. 760/761) przy obciążeniu pośredniem:

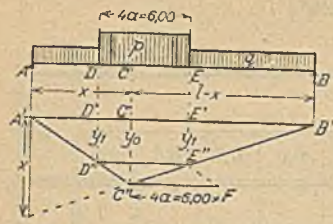


Fig. 11.

Niech λ = długość badanego pola, zaś x = odstęp prawej poprzecznicy od lewej podpory, to ξ (odległość punktu obojętnego od prawej poprzecznicy):

$$\xi = \lambda \frac{l-x}{l-\lambda},$$

względnie $\xi = \lambda \frac{n-m}{n-1}$ . . . . . (a)

jeżeli pola są równe: $l = n\lambda$, $x = m\lambda$.

Największa siła poprzeczna T w danem polu $T = T_x + \Delta T$ . . . . . (b)

gdzie T_x = najw. T dla przekroju x, zaś ΔT = siła poprzeczna z powodu obciążenia w obrębie ξ. T_x znajdziemy w tablicy sił poprzecznych.

Obliczenie ΔT: *a)* $l - x + \xi < 30\ m$; walec należy przyjmować jako ciężary skupione (fig. 12), wartość T_x w tablicy II. znajduje się na prawo od linji schodkowej. Na prawej poprzecznicy stoi oś 12 t.

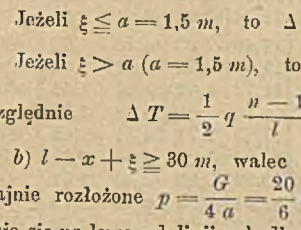


Fig. 12.

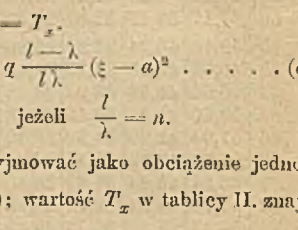


Fig. 13.

Jeżeli $\xi \leqq a = 1{,}5\ m$, to $\Delta T = 0$, $T = T_x$.

Jeżeli $\xi > a$ ($a = 1{,}5\ m$), to $\Delta T = \frac{1}{2} q \frac{l-\lambda}{l\lambda} (\xi - a)^2$ . . . . . (c)

względnie $\Delta T = \frac{1}{2} q \frac{n-1}{l} (\xi - a)^2$, jeżeli $\frac{l}{\lambda} = n$.

b) $l - x + \xi \geqq 30\ m$, walec należy przyjmować jako obciążenie jednostajnie rozłożone $p = \frac{G}{4a} = \frac{20}{6}\ t/m$ (fig. 13); wartość T_x w tablicy II. znajduje się na lewo od linji schodkowej.

$$\Delta T = \frac{1}{2} \frac{\lambda}{l} \left[q \frac{(l-x)^2}{l-\lambda} + (p-q) \frac{(4a)^2}{l} \right],$$

względnie, jeżeli $l = n\lambda$, $x = ml$,

$$\Delta T = \frac{1}{2n} \left[q \frac{n-m}{n-1} (l-x) + (p-q) \frac{(4a)^2}{l} \right].$$

Przykłady.

1. Most żelbetowy III. klasy, $l = 9\ m$, odstęp belek od osi do osi 1,4 m; spółczynnik szerokości $\alpha = 0{,}4 \cdot 1{,}4 = 0{,}56$. Spółczynnik klasy $\varphi = 0{,}4$.

Bezwzględnie najw. $M = 0{,}56 \cdot 0{,}4 \cdot 36{,}1 = 8{,}1\ tm$; wystąpi wtedy, gdy tylna oś walca stanie w odległości $3{,}9 \cdot \frac{l}{100} = 3{,}9 \cdot 9 = 35{,}1\ cm$ od środka belki.

W przekroju belki w odległości $x = 0{,}3\ l$ od lewej podpory najw. $M = 0{,}56 \cdot 0{,}4 \cdot 31{,}81 = 7{,}14\ tm$.

Najw. oddziaływanie $A = 0{,}56 \cdot 0{,}4 \cdot 19{,}49 = 4{,}36\ t$.

2. Most kratowy II. klasy; $l = 28\,m$; szerokość jezdni $b = 4{,}80\,m$; szerokość dwu chodników $2 \times 1{,}0 = 2\,m$. Odstęp węzłów $\lambda = \frac{1}{8}\,l$. Spółczynnik klasy $\varphi = 0{,}8$; spółczynnik szerokości $\alpha = 0{,}4 \times 4{,}8 = 1{,}92$.

Najw. M w środku belki z powodu obciążenia jezdni M_j:

$$M_j = \alpha \,.\, \varphi \,.\, 205{,}2 = 1{,}92 \,.\, 0{,}8 \,.\, 205{,}2 = 314{,}6\ tm.$$

Najw. M z powodu obciążenia chodników M_c:

$$M_c = \frac{1}{8}\,g l^2 = \frac{1}{8} \,.\, 2 \times 0{,}5 \times 28^2 \quad = 98{,}0\ tm.$$

Najw. $M_p = M_j + M_c = 412{,}6\ tm.$

Na jedną belkę $M'_p = \frac{1}{2}\,M_p = 206{,}3\ tm.$

Moment w węźle odległym o $x = \frac{2}{8}\,l = 0{,}25\,l$ od lewej podpory $M_{0{,}25} = M_j + M_c$. M_j znajdziemy przez interpolację:

Dla $x = 0{,}2\,l$ . . . . $M'_2 = 133{,}3\ tm$
Dla $x = 0{,}3\,l$ . . . . $M''_2 = 173{,}9\ tm$

stąd $M_2 = \frac{M'_2 + M''_2}{2} = 153{,}6\ tm.$

$M_j = \alpha \,.\, \varphi \,.\, M_2 = 1{,}92 \,.\, 0{,}8 \,.\, 153{,}6\ tm \quad = 236{,}0\ tm$

$M_c = \frac{1}{2}\,q\,x\,(l - x) = \frac{1}{2} \,.\, 0{,}5 \,.\, 2{,}0 \,.\, 0{,}25 \,.\, (1 - 0{,}25) \,.\, 28^2 = 73{,}6\ tm$

$309{,}6\ tm.$

Na jedną belkę $M_{0{,}25} = \frac{1}{2}\,309{,}6 = 154{,}8\ tm.$

3. Most kratowy żelazny I. klasy ($\varphi = 1$); $l = 64{,}8\,m$, $b = 5{,}4\,m$, $a = 1 + 0{,}2\,b = 2{,}08\,m$ Odstęp belek głównych od osi do osi $6{,}65\,m$. Odstęp węzłów $\frac{1}{12}\,l$.

Znaleźć moment w odległości $x = \frac{5}{12}\,l = 0{,}417\,l$.

Moment od obciążenia jezdni: $M_j = \alpha\,\varphi\,M_2$. Dla znalezienia M_2 interpolujemy podwójnie.

$x : l$	$l =$ 64	$l =$ 65
0,4	769,2	801,2
0,5	801,2	815,2
diff. 0,1	32,0	14,0
0,017	5,5	2,4
0,417	774,7	803,6

l	M_2
64	774,7
65	803,6
diff. 1	28,9
0,8	23,1
64,8	$= 774{,}7 + 23{,}1 = 797{,}8\ tm.$

Moment od ciężaru ruchomego jezdni, przypadający na obie belki główne: $2M = \alpha\,\varphi\,M_2 = 2{,}08 \,.\, 1 \,.\, 797{,}8 = 1660\ tm.$

Na jedną belkę: $M_j = \frac{1}{2}\,1660 = 830\ tm.$

4. Odstęp podłużnic mostu jak w przykładzie 3., stężonych płytą żelbetową, odstęp podłużnic $c = 1{,}8\,m$; rozpiętość = odstępowi węzłów belki głównej $l = 5{,}4\,m$.

Bezwzględnie najw. M: abs. $M_{max} = \alpha\,\varphi\,M_2 = (0{,}4 \,.\, 1{,}8) \,.\, 1 \,.\, M_2 = (0{,}4 \,.\, 1{,}8) \,.\, 2 \,.\, 17{,}02 = 12{,}24\ tm.$

$M_2 = 17{,}02$ znajdujemy przez interpolację między $M_t = 15{,}33\ tm$ dla $l = 5\,m$, oraz $M_t = 19{,}55\ tm$ dla $l = 6\,m$.

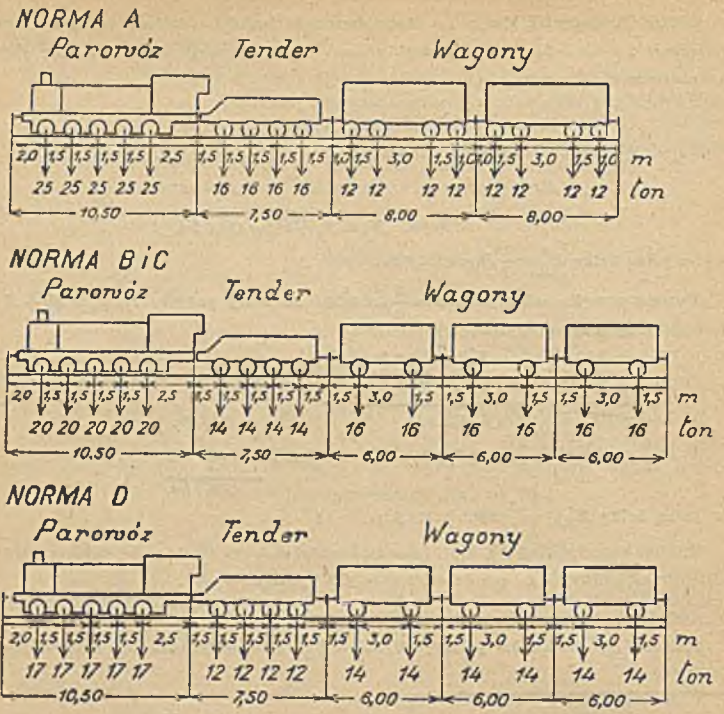
5. Most, jak w przykładzie 2. Znaleźć najw. siłę poprzeczną w drugim przedziale.

Dla $x = \frac{2}{8}\,l = 0{,}25\,l$ znajdujemy w tablicy II.: $T_{II} = T_x + \Delta\,T_x = 18{,}24 + 0{,}5\,(22{,}29 - 18{,}24) = 20{,}27\ t.$

Z równania (a): $\xi = \frac{l}{8} \,.\, \frac{8 - 2}{8 - 1} = 3\,m, \qquad \xi - a = 3{,}0 - 1{,}5 = 1{,}5.$

Z równania (c): $\Delta\,T = \frac{1}{2} \,.\, 1{,}25 \,.\, \frac{7}{28} \,.\, 1{,}5^2 = 3{,}52\ t,$

$T_{II} = T_x + \Delta\,T = 20{,}27 + 3{,}52 = 23{,}79\ t.$



Obciążenie jezdni i dźwigarów małych mostów do 5 m. rozp.:

	Norma A	Norma B
1 oś obciążająca	30	25
2 osi —"—	7,5	7,5
	29 29	24 24
3 osi —"—	1,5 1,5	1,5 1,5
	28 28 28	23 23 25
4 osi —"—	1,5 1,5 1,5	1,5 1,5 1,5
	27 27 27 27 ton	22 22 22 22

Dla normy C i D bez powiększania nacisku kół parowozu.

Fig. 14.

Wpływ jezdni: $T_j = a\,\varphi\,T_{II} = 1{,}92 \cdot 0{,}8 \cdot 23{,}79 = 36{,}4\ t.$

Wpływ chodników: $T_c = \frac{1}{2}\,q\,\frac{(l-x)^2}{l-\lambda} = \frac{1}{2}\,q\,\frac{n-m}{n-1}\,(l-x) = \frac{1{,}0}{2} \cdot \frac{6}{7}\,(28-7) = 9\ t.$

Zatem najw. T w przedziale długim z powodu ciężaru ruchomego $T_{\max} = T_j + T_c =$ $= 45{,}4\ t.$ Na jedną belkę przypada $T_{\max} = \frac{1}{2}\,45{,}4 = 22{,}7\ t.$

Tablica III.

Bezwzględnie największe momenty (bez powiększonych ciężarów osi dla mniejszych rozpiętości) w *tm*.

l w *m*	Norma *A*	Norma *B* i *C*	*l* w *m*	Norma *A*	Norma *B* i *C*
1	6,250	5,000	26	1039,604	836,11
2	12,500	10,000	27	1114,035	897,32
3	21,094	16,875	28	1192,496	961,31
4	37,500	30,000	29	1270,964	1025,30
5	56,250	45,000	30	1349,433	1089,28
6	77,344	61,875	31	1431,6335	1155,95
7	106,250	85,00	32	1515,753	1222,93
8	137,500	110,00	33	1602,253	1293,92
9	168,750	135,00	34	1692,293	1367,76
10	200,000	160,00	35	1781,273	1442,21
11	231,250	185,00	36	1874,450	1518,71
12	262,500	210,00	37	1967,450	1598,42
13	293,750	235,00	38	2067,815	1680,35
14	328,662	262,94	39	2169,219	1762,22
15	370,263	296,21	40	2271,629	1844,23
16	415,149	332,12	41	2369,616	1926,18
17	464,6605	371,70	42	2472,4285	2009,99
18	516,3375	413,09	43	2573,0285	2096,00
19	575,625	460,52	44	2675,018	2181,99
20	637,500	510,00	45	2778,518	2267,99
21	699,375	559,52	46	2882,9225	2356,49
22	762,947	610,58	47	2989,348	2446,49
23	829,2475	663,93	48	3095,709	2536,48
24	895,873	717,95	49	3206,259	2626,45
25	965,007	775,74	50	3315,759	2716,65

b) Mosty kolejowe. Obciążeniem jest t. zw. pociąg normalny, składający się z jednego lub dwu parowozów z jaszczykami (tendrami), oraz szeregu wagonów. W Polsce pociągi normalne ustalone są rozporządzeniem Ministerstwa Kolei z dnia 10 marca 1923, Nr. V. 1939/22/23 w następujący sposób:

1. Norma *A* — pociąg ciężki normalny.
2. Norma *B* — pociąg lżejszy normalny.

W obu tych normach przyjmuje się dla podłużnic, poprzecznic i belek mostowych do 5 *m* powiększone ciśnienie osi parowozu (fig. 14).

3. Norma *C* — jak *B*, tylko bez zwiększenia ciśnień osi parowozu.
4. Norma *D* — lekka. W każdym poszczególnym wypadku M. K. wskaże, która norma ma być użyta. Dla mostów drewnianych (prowizorycznych) stosuje się zawsze normę *D*.

Dla kolei dojazdowych normalno- i wąskotorowych należy przy obliczaniu mostów przyjmować obciążenie ruchome w zależności od taboru, jaki będzie na danej linji.

Dla uzyskania najniekorzystniejszego obciążenia można przyjąć ewent. pociąg rozdzielony na (najwyżej) dwie części, przyczem tendra nie należy odłączać od parowozu. Mosty dwutorowe oblicza się dla najniekorzystniejszego obciążenia obu torów. Rozróżnia się cztery schematy ustawienia pociągu

zależne od umieszczenia parowozów: schemat I.: dwa parowozy z tendrami, jeden za drugim; schemat II.: dwa parowozy z tendrami, kominami do siebie; schemat III.: dwa parowozy, kominami do siebie, pierwszy bez tendra; schemat IV.: dwa parowozy z tendrami, oba tyłem (fig. 15). Największe

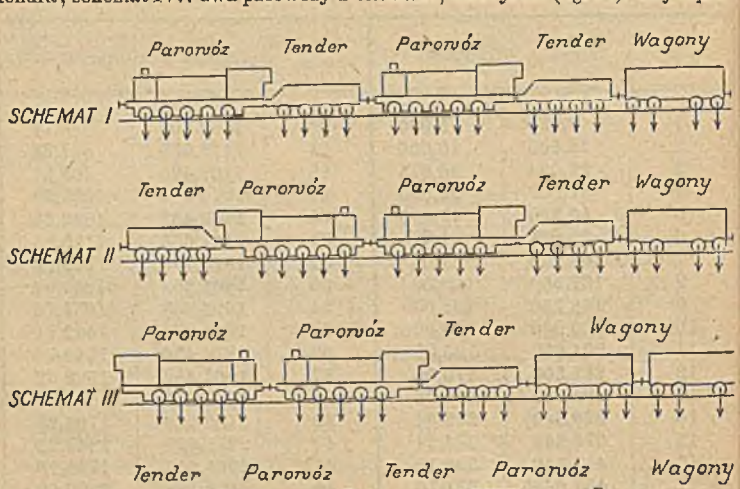


Fig. 15.

oddziaływania dla belek wolno podpartych zazwyczaj daje schemat III. największe siły poprzeczne schemat I.; największe momenty schemat II.

Tablice pomocnicze do obliczania największych sił poprzecznych i momentów zgięcia dla polskich norm obciążenia mostów kolejowych podane są na str. 765, 767 i nast. (tablice III., IV., V., VI.).

Przykład 6.

Most o rozpiętości 40 *m*. Belka wolno podparta. Norma *A*.

Oddziaływanie *A* otrzymujemy, posługując się tablicą IV i schematem III. (fig. 1 ze wzoru:

$$\max A = \frac{M_n}{L} = \frac{M_{21} + \sum_{1}^{21} P(L-l)}{L} = \frac{9525 + 398 \,.\, 0{,}5}{40} = 243{,}10\ t.$$

Czyli na jeden dźwigar przy jednotorowym moście: $\max A = \frac{243{,}10}{2} = 121{,}55\ t.$

Najw. siłę poprzeczną dla przekroju w odległości $x = 10\ m$ od lewej podpor otrzyma się przy ustawieniu na przęśle pociągu według schematu I. (por. fig. 17):

$$\max T_c = \frac{M_n}{L} = \frac{M_{16} + \sum_{1}^{16} Pa}{L} = \frac{5503 + 346 \,.\, 0{,}5}{40} = 141{,}90\ t.$$

Czyli na jeden dźwigar $\max T_c^1 = \frac{141{,}90}{2} = 70{,}95\ t.$

Największy moment gnący w środku przęsła: Nad tym przekrojem i w pobliżu niej należy ustawić ciężary największe (schemat II.). Oś miarodajną, tj. tę, którą należy ustawić nad przekrojem, ażeby otrzymać największy moment gnący, określamy w sposób następujący: na przęśle o rozpiętości $L = 40\ m$ można ustawić, według tablicy II., $n = 21$; miarodajną będzie ta oś x, która czyni sumę nacisków (od pierwszego do

$\sum_{1}^{x} P$ większą od połowy sumy wszystkich nacisków n, znajdujących się na przęśle, czyli $\sum_{1}^{x} P > \frac{1}{2} \sum_{1}^{n} P$.

Osią najbardziej zbliżoną do rozpatrywanego przekroju, czyniącą zadość powyższemu warunkowi, jest oś 10., ponieważ

$x=10$
$\sum_{1} P = 214\ t$, jest większa od $\frac{1}{2} \sum_{1}^{21} P = \frac{414}{2} = 207\ t$.

Ustawiwszy 10-tą oś nad środkiem belki, widzimy, że oś 21. zeszła z przęsła, wobec czego czynność powyższą musimy powtórzyć dla $n=20$:

$$\frac{1}{2} \sum_{1}^{n=20} P = \frac{402}{2} = 201\ t; \qquad \sum_{1}^{x=10} P = 214\ t.$$

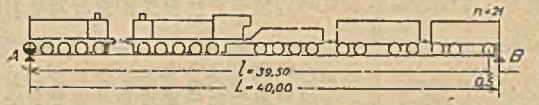


Fig. 16.

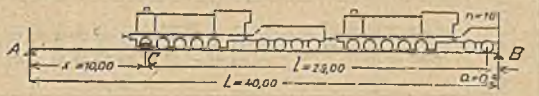


Fig. 17.

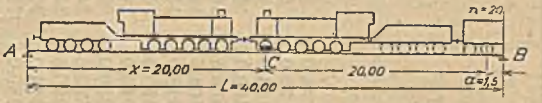


Fig. 18.

Pierwszą osią, dającą sumę nacisków większą od 201 t, jest oś 10-ta. Rozkład ciężarów por. fig. 18.

Jeżeli powyższe ustawienie pociągu odpowiada największemu momentowi gnącemu, to przy przesunięciu tego układu ciężarów w lewo i w prawo o jakąś małą odległość „dx", musimy otrzymać warunki, wyrażone następującemi dwiema nierównościami:

1. $\dfrac{\sum_{1}^{n} P}{\sum_{1}^{x} P} < \dfrac{L}{x}$, czyli dla powyższego przykładu:

$$\frac{\sum_{1}^{20} P}{\sum_{1}^{10} P} < \frac{40}{20}; \qquad \frac{402}{214} = 1{,}878 < \frac{40}{20} = 2.$$

2. $\dfrac{\sum_{1}^{n} P}{\sum_{1}^{x-1} P} > \dfrac{L}{x}$, czyli $\dfrac{\sum_{1}^{20} P}{\sum_{1}^{9} P} > \dfrac{40}{20}$; $\qquad \dfrac{402}{189} = 2{,}127 > \dfrac{40}{20} = 2.$

Na podstawie powyższego twierdzimy, że taki układ ciężarów daje największy moment gnący dla rozpatrywanego przekroju w punkcie C, który to moment obliczymy ze wzoru: $\max M_c = Ax - M_x$, gdzie A jest oddziaływaniem podpory A, zaś M_x sumą momentów gnących względem punktu C, wszystkich ciężarów, znajdujących się między A i C.

Tablica IV.

Norma obciążenia „A".

n	Schemat I.			Schemat II.			Schemat III.			Schemat IV.			n
	l_m	$\sum_1^n P_t$	M tm	l_m	$\sum_1^n P_t$	M tm	l_m	$\sum_1^n P_t$	M_n tm	l_m	$\sum_1^n P_t$	M_n tm	
1	0	25	0	0	16	0	0	25	0	0	16	0	1
2	1,5	50	37,5	1,5	32	24,0	1,5	50	37,5	1,5	32	24,0	2
3	3,0	75	112,5	3,0	48	72,0	3,0	75	112,5	3,0	48	72,0	3
4	4,5	100	225,4	4,5	64	144,0	4,5	100	225,0	4,5	64	144,0	4
5	6,0	125	375,0	8,5	89	400,0	6,0	125	375,0	8,5	89	400,0	5
6	10,0	141	875,0	10,0	114	533,5	10,0	150	875,0	10,0	114	533,5	6
7	11,5	157	1086,5	11,5	139	704,5	11,5	175	1100,0	11,5	139	704,5	7
8	13,0	173	1322,0	13,0	164	913,0	13,0	200	1362,5	13,0	164	913,0	8
9	14,5	189	1581,5	14,5	189	1159,0	14,5	225	1662,5	14,5	189	1159,0	9
10	18,0	214	2243,0	18,5	214	1915,0	16,0	250	2000	18,0	205	1820,5	10
11	19,5	239	2564,0	20,0	239	2236,0	20,0	266	3000	19,5	221	2128,0	11
12	21,0	264	2922,5	21,5	264	2594,5	21,5	282	3399	21,0	237	2459,5	12
13	22,5	289	3318,5	23,0	289	2990,5	23,0	298	3822	22,5	253	2815,0	13
14	25,0	314	3752	24,5	314	3424,0	24,5	314	4269	26,5	278	3827,0	14
15	28,0	330	5008	28,5	330	4680,0	27,0	326	5054	28,0	303	4244,0	15
16	29,5	346	5503	30,0	346	5175,0	28,5	338	5543	29,5	328	4698,5	16
17	31,0	362	6022	31,5	362	5694,5	31,5	350	6567	31,0	353	5190,5	17
18	32,5	378	6565	33,0	378	6237	33,0	362	7082	32,5	378	5720	18
19	35,0	390	7510	35,5	390	7182	35,0	374	7806	35,5	390	6854	19
20	36,5	402	8095	37,0	402	7767	36,5	386	8367	37,0	402	7439	20
21	39,5	414	9301	40,0	414	8973	39,5	398	9525	40,0	414	8245	21
22	41,0	426	9922	41,5	426	9594	41,0	410	10122	41,5	426	9266	22
23	43,0	438	10774	43,5	438	10446	43,0	422	10942	43,5	438	10118	23
24	44,5	450	11431	45,0	450	11103	44,5	434	11575	45,0	450	10775	24
25	47,5	462	12781	48,0	462	12453	47,5	446	12877	48,0	462	12125	25
26	49,0	474	13474	49,5	474	13146	49,0	458	13546	49,5	474	12818	26
27	51,0	486	14422	51,5	486	14094	51,0	470	14462	51,5	486	13766	27
28	52,5	498	15151	53,0	498	14823	52,5	482	15167	53,0	498	14495	28
29	55,5	510	16645	56,0	510	16317	55,5	494	16613	56,0	510	15989	29
30	57,0	522	17410	57,5	522	17082	57,0	506	17354	57,5	522	16754	30
31	59,0	534	18454	59,5	534	18126	59,0	518	18366	59,5	534	17798	31
32	60,5	546	19255	61,0	546	18927	60,5	530	19143	61,0	546	18599	32
33	63,5	558	20893	64,0	558	20565	63,5	542	20733	64,0	558	20237	33
34	65,0	570	21730	65,5	570	21402	65,0	554	21546	65,5	570	21074	34
35	67,0	582	22870	67,5	582	22542	67,0	566	22654	67,5	582	22214	35
36	68,5	594	23743	69,0	594	23415	68,5	578	23503	69,0	594	23087	36
37	71,5	606	25525	72,0	606	25197	71,5	590	25237	72,0	606	24869	37
38	73,0	618	26434	73,5	618	26106	73,0	602	26122	73,5	618	25778	38
39	75,0	630	27670	75,5	630	27342	75,0	614	27326	75,5	630	27014	39
40	76,5	642	28615	77,0	642	28287	76,5	626	28247	77,0	642	27959	40
41	79,5	654	30541	80,0	654	30213	79,5	638	30125	80,0	654	29885	41
42	81,0	666	31522	81,5	666	31194	81,0	650	31082	81,5	666	30866	42
43	83,0	678	32854	83,5	678	32526	83,0	662	32382	83,5	678	32198	43
44	84,5	690	33871	85,0	690	33543	84,5	674	33375	85,0	690	33215	44
45	87,5	702	35941	88,0	702	35613	87,5	686	35397	88,0	702	35285	45
46	89,0	714	36994	89,5	714	36666	89,0	698	36426	89,5	714	36338	46
47	91,0	726	38422	91,5	726	38094	91,0	710	37822	91,5	726	37766	47
48	92,5	738	39511	93,0	738	39183	92,5	722	38887	93,0	738	38855	48
49	95,5	750	41725	96,0	750	41397	95,5	734	41053	96,0	750	51069	49
50	97,0	762	42850	97,5	762	42522	97,0	746	42154	97,5	762	42194	50
51	99,0	774	44374	99,5	774	44046	90,0	758	43646	99,5	774	43718	51
52	100,5	786	45535	101,0	786	45207	100,5	770	44783	101,0	786	44879	52

Tablica V.

Norma obciążenia „B^a i „C^a.

n	Schemat I.			Schemat II.			Schemat III.			Schemat IV.			n
	l_m	$\sum_1^n P_t$	M_n tm	l_m	$\sum_1^n P_t$	M_n tm	l_m	$\sum_1^n P_t$	M_n tm	l_m	$\sum_1^n P_t$	M_n tm	
1	0	20	0	0	14	0	0	20	0	0	14	0	1
2	1,5	40	30	1,5	28	21	1,5	40	30	1,5	28	21	2
3	3,0	60	90	3,0	42	63	3,0	60	90	3,0	42	63	3
4	4,5	80	180	4,5	56	126	4,5	80	180	4,5	56	126	4
5	6,0	100	300	8,5	76	350	6,0	100	300	8,5	76	350	5
6	10,0	114	700	10,0	96	464	10,0	120	700	10,0	96	464	6
7	11,5	128	871	11,5	116	608	11,5	140	880	11,5	116	608	7
8	13,0	142	1063	13,0	136	782	13,0	160	1090	13,0	136	782	8
9	14,5	156	1276	14,5	156	986	14,5	180	1330	14,5	156	986	9
10	18,0	176	1822	18,5	176	1610	16,0	200	1600	18,0	170	1532	10
11	19,5	196	2086	20,0	196	1874	20,0	214	2400	19,5	184	1787	11
12	21,0	216	2380	21,5	216	2168	21,5	228	2721	21,0	198	2063	12
13	22,5	236	2704	23,0	236	2492	23,0	242	3063	22,5	212	2360	13
14	24,0	256	3058	24,5	256	2846	24,5	256	3426	26,5	232	3208	14
15	28,0	270	4082	28,5	270	3870	27,5	272	4194	28,0	252	3556	15
16	29,5	284	4487	30,0	284	4275	30,5	288	5010	29,5	272	3934	16
17	31,0	298	4913	31,5	298	4701	33,5	304	5874	31,0	292	4342	17
18	32,5	312	5360	33,0	312	5148	36,5	320	6786	32,5	312	4780	18
19	35,5	328	6296	36,0	328	6084	39,5	336	7746	36,0	328	5872	19
20	38,5	344	7280	39,0	344	7068	42,5	352	8754	39,0	344	6856	20
21	41,5	360	8312	42,0	360	8100	45,5	368	9810	42,0	360	7888	21
22	44,5	376	9392	45,0	376	9180	48,5	384	10914	45,0	376	8968	22
23	47,5	392	10520	48,0	392	10308	51,5	400	12066	48,0	392	10096	23
24	50,5	408	11696	51,0	408	11484	54,5	416	13266	51,0	408	11272	24
25	53,5	424	12920	54,0	424	12708	57,5	432	14514	54,0	424	12496	25
26	56,5	440	14192	57,0	440	13980	60,5	448	15810	57,0	440	13768	26
27	59,5	456	15512	60,0	456	15300	63,5	464	17154	60,0	456	15088	27
28	62,5	472	16880	63,0	472	16668	66,5	480	18546	63,0	472	16456	28
29	65,5	488	18296	66,0	488	18084	69,5	496	19986	66,0	488	17872	29
30	68,5	504	19760	69,0	504	19548	72,5	512	21474	69,0	504	19336	30
31	71,5	520	21272	72,0	520	21060	75,5	528	23010	72,0	520	20848	31
32	74,5	536	22832	75,0	536	22620	78,5	544	24594	75,0	536	22408	32
33	77,5	552	24440	78,0	552	24228	81,5	560	26226	78,0	552	24016	33
34	80,5	568	26096	81,0	568	25884	84,5	576	27906	81,0	568	25672	34
35	83,5	584	27800	84,0	584	27588	87,5	592	29634	84,0	584	27376	35
36	86,5	600	29552	87,0	600	29340	90,5	608	31410	87,0	600	29128	36
37	89,5	616	31352	90,0	616	31140	93,5	624	33234	90,0	616	30928	37
38	92,5	632	33200	93,0	632	32988	96,5	640	35106	93,0	632	32776	38
39	95,5	648	35096	96,0	648	34884	99,5	656	37026	93,0	648	34672	39
40	98,5	664	37040	99,0	664	36828	102,5	672	38994	99,0	664	36616	40
41	101,5	680	39032	102,0	680	38820	105,5	688	41010	102,0	680	38608	41

Tablica VI.

Norma obciążenia „D^a.

n	Schemat I.			Schemat II.			Schemat III.			Schemat IV.			n
	l_m	$\sum_1^n P_t$	M_n tm	l_m	$\sum_1^n P_t$	M_n tm	l_m	$\sum_1^n P_t$	M_n tm	l_m	$\sum_1^n P_t$	M_n tm	
1	0	17	0	0	12	0	0	17	0	0	12	0	1
2	1,5	34	25,5	1,5	24	18	1,5	34	25,5	1,5	24	18	2
3	3,0	51	76,5	3,0	36	54	3,0	51	76,5	3,0	36	54	3
4	4,5	68	153	4,5	48	108	4,5	68	153	4,5	48	108	4
5	6,0	85	255	8,5	65	300	6,0	85	255	8,5	65	300	5
6	10,0	97	595	10,0	82	397,5	10,0	102	595	10,0	82	397,5	6
7	11,5	109	740,5	11,5	99	520,5	11,5	119	748	11,5	99	520,5	7
8	13,0	121	904	13,0	116	669	13,0	136	926,5	13,0	116	669	8
9	14,5	133	1085,5	14,5	133	843	14,5	153	1130,5	14,5	133	843	9
10	18,0	150	1551	18,5	150	1375	16,0	170	1360	18,0	145	1308,5	10
11	19,5	167	1776	20,0	167	1600	20,0	182	2040	19,5	157	1526	11
12	21,0	184	2026,5	21,5	184	1850,5	21,5	194	2313	21,0	169	1761,5	12
13	22,5	201	2302,5	23,0	201	2126,5	23,0	206	2604	22,5	181	2015	13
14	24,0	218	2604	24,5	218	2428	24,5	218	2913	26,5	198	2739	14
15	28,0	230	3476	28,5	230	3300	27,5	232	3567	28,0	215	3036	15
16	29,5	242	3821	30,0	242	3645	30,5	246	4263	29,5	232	3358,5	16
17	31,0	254	4184	31,5	254	4008	33,5	260	5001	31,0	249	3706,5	17
18	32,5	266	4565	33,0	266	4389	36,5	274	5781	32,5	266	4080	18
19	35,5	280	5363	36,0	280	5187	39,5	288	6603	36,0	280	5011	19
20	38,5	294	6203	39,0	294	6027	42,5	302	7467	39,0	294	5851	20
21	41,5	308	7085	42,0	308	6909	45,5	316	8373	42,0	308	6733	21
22	44,5	322	8009	45,0	322	7833	48,5	330	9321	45,0	322	7657	22
23	47,5	336	8975	48,0	336	8799	51,5	344	10311	48,0	336	8623	23
24	50,5	350	9983	51,0	350	9807	54,5	358	11343	51,0	350	9631	24
25	53,5	364	11033	54,0	364	10857	57,5	372	12417	54,0	364	10681	25
26	56,5	378	12125	57,0	378	11949	60,5	386	13533	57,0	378	11773	26
27	59,5	392	13259	60,0	392	13083	63,5	400	14691	60,0	392	12907	27
28	62,5	406	14435	63,0	406	14259	66,5	414	15891	63,0	406	14083	28
29	65,5	420	15653	66,0	420	15477	69,5	428	17133	66,0	420	15301	29
30	68,5	434	16913	69,0	434	16737	72,5	442	18417	69,0	434	16561	30
31	71,5	448	18215	72,0	448	18039	75,5	456	19743	72,0	448	17863	31
32	74,5	462	19559	75,0	462	19383	78,5	470	21111	75,0	462	19207	32
33	77,5	476	20945	78,0	476	20769	81,5	484	22521	78,0	476	20593	33
34	80,5	490	22373	81,0	490	22197	84,5	498	23973	81,0	490	22021	34
35	83,5	504	23843	84,0	504	23667	87,5	512	25467	84,0	504	23491	35
36	86,5	518	25355	87,0	518	25179	90,5	526	27003	87,0	518	25003	36
37	89,5	532	26909	90,0	532	26733	93,5	540	28581	90,0	532	26557	37
38	92,5	546	28505	93,0	546	28329	96,5	554	30201	93,0	546	28153	38
39	95,5	560	30143	96,0	560	29967	99,5	568	31863	96,0	560	29791	39
40	98,5	574	31823	99,0	574	31647	102,5	582	33567	99,0	574	31471	40
41	101,5	488	33545	102,0	588	33369	105,5	596	35313	102,0	588	33193	41

Posługując się tablicą IV. otrzymamy: $\max M_c = \left[\frac{M_{20} + \sum_1^{20} P \cdot a}{L}\right] \cdot x$

$$M_{10} = \left[\frac{7767 + 402 \cdot 1{,}5}{40}\right] \cdot 20 - 1915 = 4185 - 1915 = 2270\ tm.$$

Na jeden dźwigar $\max M_c = \frac{2270}{2} = 1135\ tm.$

Największy moment gnący w przekroju, odległym od lewej podpory o $x = 15\ m$, wywoła pociąg, zgrupowany według schematu II. Po zrobieniu kilku prób znajdujemy, że osią miarodajną będzie oś 8., przy ustawieniu której nad przekrojem rozpatrywanym na przęsło wchodzi $n = 20$ osi (por. fig. 19).

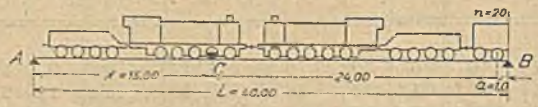


Fig. 19.

Oś 8. czyni zadość warunkom:

1. $\frac{\sum_1^n P}{\sum_1^x P} < \frac{L}{x}$, czyli $\frac{\sum_1^{20} P}{\sum_1^8 P} = \frac{402}{164} = 2{,}45 < \frac{40}{15} = 2{,}67.$

2. $\frac{\sum_1^n P}{\sum_{x-1}^n P} > \frac{L}{x}$, czyli $\frac{\sum_1^{20} P}{\sum_7^{20} P} = \frac{402}{189} = 2{,}89 > \frac{40}{15} = 2{,}67.$

Największy moment obliczymy, posługując się tablicą II. ze wzoru:

$$\max M_c = A\,x - M_x = \left[\frac{M_{20} + \sum_1^{20} P \cdot a}{L}\right] \cdot x - M_8 = \left[\frac{7767 + 402 \times 1{,}0}{40}\right] \cdot 15 - 913 =$$

$$= 2150{,}375\ tm.$$

Na jeden dźwigar $\max M_c^1 = \frac{2150{,}375}{2} = 1075{,}1875\ tm.$

Powyższe tablice mają zastosowanie również przy obliczaniu sił osiowych w prętach kratownic zapomocą linij wpływowych.

Jako przykład rozpatrzmy obliczenie siły osiowej w przekątni D_2 kratownicy o rozpiętości teoretycznej $L = 40\ m$ (fig. 20).

Największą rozciągającą siłę osiową w skosie D_2 otrzymamy przy ustawieniu na dodatniej części linji wpływowej pociągu według schematu I., w ten sposób, że drugie koło parowozu stanie w punkcie C, gdyż w tym wypadku

$$\frac{\sum_1^n P}{\sum_1^x P} < \frac{L_1}{x}; \qquad \frac{362}{50} = 7{,}24 < \frac{34{,}286}{4{,}286} = 7{,}9995,$$

oraz

$$\frac{\sum_1^n P}{\sum_{x-1}^n P} > \frac{L_1}{x}; \qquad \frac{362}{25} = 14{,}48 > 7{,}9995$$

Ażeby otrzymać siłę osiową w skosie D_2 zapomocą linji wpływowej, należałoby każdy nacisk osi $P_1, P_2, P_3 \ldots P_n$ pomnożyć przez odpowiednią rzędną $y_1, y_2, y_3 \ldots y_n$ linji wpływowej, czyli

$$D_2 = P_1 y_1 + P_2 y_2 + P_3 y_3 + \ldots + P_n y_n = P_1 z,$$

ponieważ $y_1 = b_1 \operatorname{tg} \alpha, \quad y_2 = b_2 \operatorname{tg} \alpha \ldots\ldots y_n = b_n \operatorname{tg} \alpha,$

przeto $P_2 = P_1 b_1 \operatorname{tg} \alpha + P_2 b_2 \operatorname{tg} \alpha + P_3 b_3 \operatorname{tg} \alpha + \ldots\ldots + P_n b_n \operatorname{tg} \alpha - P_1 z =$

$$= (P_1 b_1 + P_2 b_2 + P_3 b_3 + \ldots\ldots + P_n b_n) \operatorname{tg} \alpha - P_1 z.$$

Odcinek $z = e(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta) = 1{,}5 (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)$, przyczem e = odstęp osi porowozu.

Ostatecznie otrzymamy:

$$D_2 = (P_1 b_1 + P_2 b_2 + P_3 b_3 + \ldots\ldots + P_n b_n) \operatorname{tg} \alpha - P_1 e (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta) =$$

$$= M_B \cdot \operatorname{tg} \alpha - M_C (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta).$$

W równaniu powyższem M_B = moment wszystkich ciężarów, ustawionych na przęśle względem podpory B, M_C = moment ciężarów, ustawionych przed punktem C względem tegoż punktu. Obydwa te momenty otrzymujemy z tablic.

W danym przykładzie:

$$D_2 = (6022 + 362 \cdot 0{,}5) \operatorname{tg} \alpha - 37{,}5 (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta) = 6203 \operatorname{tg} \alpha - 37{,}5 (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta).$$

Obciążenie chodników. Przy obliczaniu części ustrojowych chodników, przeznaczonych tylko dla służby kolejowej, należy przyjmować obciążenie tłumem ludzi $p = 450\ kg/m^2$; obciążenia tego nie uwzględnia się przy obliczaniu innych części mostu. O ile służą one i dla ruchu publicznego, należy przyjmować $p = 500\ kg/m^2$.

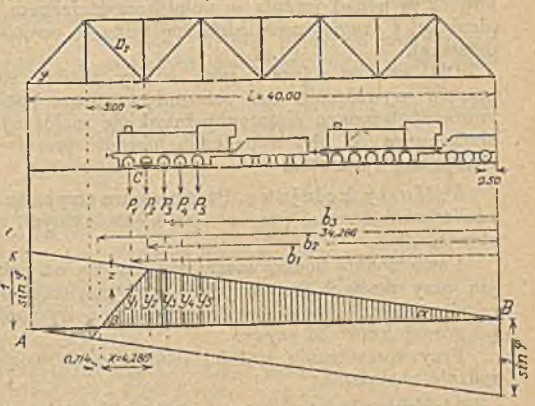


Fig. 20.

Poręcze oblicza się na siłę poziomą 50 kg/m b. na wysokości pochwytu poręczy, względnie 100 kg/m b., jeżeli chodniki służą i dla ruchu publicznego.

Wpływ wstrząśnień. Ruch ciężarów na moście wywoływa wstrząśnienia, zwiększające naprężenia. Wpływ ten nie da się zupełnie dokładnie określić. Działają tu bowiem rozliczne wpływy, przedewszystkiem zaś: 1. nierówność pomostu; jest ona większa na mostach drogowych, jednakowoż pojazdy poruszają się tu wolniej; na mostach kolejowych odgrywają główną rolę styki szyn, które wobec znacznej szybkości pociągów wywoływują znaczne wstrząśnienie; 2. drgania, powstające wskutek tego, że szybko poruszające się ciężary wywoływują w belkach głównych szybko zmieniające się naprężenia; 3. zmiana nacisku pędnych osi lokomotyw. Te i inne wpływy, sumując się, powodują zwiększenie naprężeń, które należałoby uwzględnić przy wszelkiego rodzaju obciążeniach mostowych. Najprościej to zrobić, mnożąc obciążenie przez spółczynnik dynamiczny $\mu > 1$, lub też zmniejszając odpowiednio naprężenia. W projekcie przepisów żelbetowych z r. 1919 proponowali prof. Huber i Thullie przyjąć dla obciążeń drogowych $\mu = 1{,}3$, dla kolejowych 1,7. W przepisach dotyczących mostów drogowych przyjęto sposób drugi; zmniejszając naprężenia i uzależniając je od rozpiętości. Co do mostów kolejowych, por. dział: „Mosty żelazne".

3. Parcie wiatru. *a*) Mosty drogowe. Parcie wiatru przyjmuje się jako siłę poziomą jednostajnie rozłożoną o natężeniu 250 kg/m^2 powierzchni bocznej mostu nieobciążonego, względnie 100 kg/m^2 mostu obciążonego ciężarem ruchomym, uwzględniając przy obliczeniu przekroju

i przy badaniu stałości mostu niekorzystniejszy z obu wypadków. Jako po wierzchnię boczną, na którą wiatr działa, przyjąć należy:

1. przy moście nieobciążonym; przy dźwigarach pełnościennych (np blachownicach) rzeczywistą powierzchnię boczną dźwigara głównego i po mostu; przy dźwigarach kratowych zaś prócz po wierzchni pierwszej kraty, leżącej od strony wiatru także i część powierzchni drugiej kraty, odpowia dającą stosunkowi niewypełnionej powierzchni pierw szego dźwigara do całkowitej powierzchni tegoż Jeżeli zatem całkowita powierzchnia dźwigara (fig. 21 pełny prostokąt $a\,b\,c\,d$) wynosi F, zaś część jej narażon na parcie wiatru $F_w = a\,F$ (część zakreskowana), t

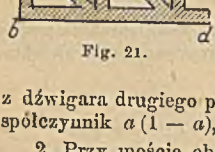


Fig. 21.

z dźwigara drugiego przyjąć należy powierzchnię całkowitą, pomnożoną przez spółczynnik $a\,(1 - a)$, a więc powierzchnię $Fa\,(1 - a)$.

2. Przy moście obciążonym przyjmuje się jako powierzchnię boczną cię żarów ruchomych (wozów i pieszych) pełny postępujący prostokąt o wysokości 2 m ponad jezdnią w najniekorzystniejszem położeniu. Wpływ kraty pierwszej i drugiej uwzględnia się tylko w częściach, sięgających poza ten prostokąt.

Dla mostów o jezdni górą należy zbadać stałość (stateczność) mostu przeciw wywróceniu lub przesunięciu przez nacisk wiatru, a to tak dla mostu obciążonego ciężarem jednostajnie rozłożonym 300 kg/m^2, jakoteż nie obciążonego. W obu wypadkach pewność przeciw wywrotowi powinna być conajmniej 1,5-krotna.

b) Mosty kolejowe. Parcie wiatru przyjmuje się w wielkości 250 kg/m^2 powierzchni bocznej przy moście nieobciążonym, zaś 150 kg/m^2 przy moście obciążonym.

Powierzchnię boczną mostu, wystawioną na działanie wiatru, określa się jak przy mostach drogowych. Jako powierzchnię pociągu, narażoną na parcie wiatru, przyjmuje się prostokąt o wysokości 3,5 m poruszający się po górnej krawędzi szyny.

Przy sprawdzaniu stałości (stateczności) mostu należy uwzględnić trzy rodzaje obciążenia:

1. Most nieobciążony przy ciśnieniu wiatru $w = 250\ kg/m^2$ (zwykle najniekorzystniejszy wypadek na przesunięcie).

2. Most obciążony pociągiem z próżnych wagonów ciężarowych o wadze 1 t/m b. pociągu, przy $w = 150\ kg/m^2$.

3. Most obciążony pociągiem z wagonów ciężarowych niezupełnie na ładowanych o wadze (z ładunkiem) 2,2 t/m b. pociągu, przy sile wiatru 250 kg/m^2 (z reguły najniekorzystniejszy wypadek na wywrócenie).

Jeżeli spółczynnik pewności na wywrócenie jest mniejszy niż 1,5, albo spółczynnik pewności na przesunięcie mniejszy niż 1,25, to należy dźwigary zakotwić, lub zapewnić stateczność konstrukcji w inny sposób.

4. Siła hamowania działa w osi toru; przyjmować ją należy równą $\frac{1}{10}$ obciążenia ruchomego (spółczynnik tarcia 0,2; jednak przyjmuje się, że hamowana jest tylko połowa osi). Wystarczy je uwzględniać przy mostach w spadku $> 10‰$, oraz przy mostach na stacjach lub w ich pobliżu.

5. Wpływ bocznych wahań i bocznych ciśnień taboru na stężenia poziome, umieszczone między podłużnicami, uwzględnia się jako siły poziome o wielkości 0,05 ciśnienia osi parowozu. Punkty zaczepienia ich przyjmuje się na wysokości górnej krawędzi szyny.

6. Siła odśrodkowa. Przy obliczaniu mostów w łuku uwzględnia się wpływ siły odśrodkowej, którą przyjmujemy w wielkości:

$$C_t = \frac{P \cdot v^2 \left(\frac{1000}{60 \cdot 60}\right)^2}{9{,}81\,\rho} = \frac{P\,v^2}{127\,\rho},$$

gdzie v = szybkość pociągu w *km*/godz.; ρ = promień krzywizny w metrach; P = ciśnienie na oś w tonnach. Punkt zaczepienia siły odśrodkowej przyjmuje się w środku ciężkości taboru, na wysokości 2,0 *m* nad górną krawędzią szyny.

7. Tarcie. Rozporządzenie Ministerstwa Kolei poleca przyjmować następujące spółczynniki tarcia w łożyskach metalowych: przy ślizganiu (łożyska przesuwowe) 0,2; przy toczeniu się (łożyska wałkowe) 0,03.

8. Wpływ zmian ciepłoty. Zmiany temperatury przyjmować należy dla mostów żelaznych od — 35° C do + 45° C, spółczynnik rozszerzalności 0,000012 na 1° C,

dla mostów kamiennych $l > 20$ *m* od — 10° C do + 10° C, spółczynnik rozszerzalności 0,000007 na 1° C,

dla mostów betonowych i żelbetowych od — 15° C do + 15° C, spółczynnik rozszerzalności 0,00001 na 1° C,

względnie — 10° C do + 10° C, o ile każdy wymiar przekroju jest większy od 70 *cm*, albo jeżeli konstrukcja chroniona jest dostatecznie przez inne materjały.

Innych wpływów przepisy nie przewidują. O ileby należało wprowadzić je w obliczenie, należy to zrobić wedle ogólnie przyjętych norm.

LITERATURA.

Przepisy o budowie i utrzymaniu mostów drogowych. Warszawa 1926.
Dziennik urzędowy Ministerstwa Kolei Żelaznych Nr. 11 z d. 17 maja 1923.
Thullie: Podręcznik teorji mostów. Cz. 1. Tom I. Lwów 1904.
Pszenicki: Kurs budowy mostów. Aut. Warszawa 1925/1926.
Bryła: O przekroczeniach większych dróg wodnych Lwów 1918.
Bryła: Największe momenty i siły poprzeczne mostów drogowych. Warszawa 1926.
Séjourné: Grandes Voûtes. Bourges. 1913—1916.
Arago: Ponts en bois et en métal. Rouen 1911.
Waddell: Bridge engineering. N. York 1916.
Waddell: Economics of bridgework. N. York 1921.
Handbuch der Ingenieurwissenschaften. II. Teil. I. Band.
Melan: Der Brückenbau. I Band. Lipsk i Wiedeń 1922.
Schönhofer: Die wirtschaftlich günstigste Anordnung einer Brückenanlage. Berlin 1915.
Nikolaj: Mosty.

Mosty drewniane.

Napisał

inż. dr. Stefan Bryła,

profesor politechniki, Lwów.

Zalety: materjał tani i łatwy do uzyskania; łatwość wykonania (bez specjalnych urządzeń i bez kwalifikowanego robotnika); łatwość wymiany i naprawy; szybkość wykonania; mały ciężar własny.

Wady: mało wytrzymały materjał, więc niewielkie rozpiętości: dla belkowych do kilkunastu metrów, dla kratowych zw. do 40 *m*, wyjątkowo więcej; mała odporność na wpływy atmosferyczne, więc krótki czas trwania; duże niebezpieczeństwo pożaru; trudne połączenia na rozciąganie (w belkach kratowych).

Używane zatem: dla większych obciążeń (koleje, drogi I. i II. kl.) zw. jako mosty tymczasowe; — jako stałe zaś dla dróg III. kl. lub tam, gdzie małe środki finansowe (j. np. obecnie w Polsce); przy budowie mostów drewnia-

nych na dłuższy czas należy w miarę możności zastosować stałe (kamienne, betonowe) filary i przyczółki, założone tak, by mogły potem posłużyć dla mostu stałego; najłatwiej bowiem te części drewniane mostu ulegają zniszczeniu. O ile przebudowa mostu drewnianego nie jest przewidywana po 8—12 latach, należy stosować do jarzm dębinę.

Materjał. Najlepszy dąb, ale drogi, dlatego zw. drzewo miękkie: sosna, świerk, jodła, olcha (na pale). M. R. P. poleca używanie drzewa miękkiego w jarzmach i przyczółkach tylko przy mostach tymczasowych. Na dylinę używana dębina, buczyna. Drzewo powinno być suche, zdrowe, proste bez sęków i nie popękane. Dla przyspieszenia wyschnięcia najlepiej ścinać je w zimie; drzewo ścięte w porze innej należy po odpływie pierwszych soków roślinnych odrzeć z kory i pozostawić w miejscu przewiewnem i zakrytem.

Używane są: *a*) okrąglaki, *b*) belki oflisowe, *c*) krawędziaki. Okrąglaki są tańsze i wytrzymalsze, natomiast trudniej znaleźć w nich wadę, trudniejsze odprowadzenie wody, trudniejsze połączenia, gorsze impregnowanie; dziś jednak używa się ich najczęściej, ściosując je tylko tam, gdzie to potrzebne. Największe długości do 18—20 *m*, przy średnicy w cieńszym końcu 25—30 *cm*.

Do połączeń używane są: śruby, w podrzędnych częściach gwoździe, dalej klamry, opaski, rzadziej inne łączniki. Pod śrubami umieszcza się podkładki o gr. 4—8 *mm* i więcej dla zmniejszenia naprężeń. Długie trzpienie mają na obu końcach gwint i nasrubek. Gwoździe kute $l = 12—30$ *cm* zw. $= 2—2{,}5$-krotnej grubości części łączonych, gr. 0,05 l; do cienkich desek używane też gwoździe druciane $l = 6—12$ *cm*. Klamry (fig. 22) $l = 20—35$ *cm*, $l_1 = 6—10$ *cm*, $g = 10—15$ *mm*.

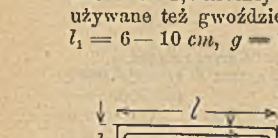


Fig. 22.

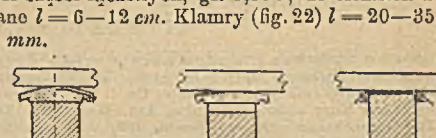


Fig. 23.

Trwałość mostów drewnianych: z drzewa miękkiego 15—20 lat, z dębiny 30—50 lat i więcej. Cyfry wyższe przy zastosowaniu zdrowego, dobrego drzewa, ochronie od wilgoci, napawaniu środkami przeciwgnilnymi, dobrem wykonaniu połączeń, niezbyt wielkich naprężeniach. Części użyte stale pod wodą trwają długo, części używane naprzemian pod wodą i na powietrzu najkrócej; najlepiej utrzymuje się w tych warunkach dębina. Trwałość dyliny 1—5 lat, w miastach najw. 3 lata.

Zabezpieczenie drzewa przed gniciem. 1. Nasycenie środkami przeciwgnilnymi (impregnowanie), jak chlorek cynku, kreozot, siarkan miedzi. 2. Powleczenie powierzchni drzewa karbolineum, smołą ziemną. 3. Zwęglenie powierzchni (np. pale). 4. Pokrycie części specjalnie narażonych blachą żelazną cynkowaną, papą asfaltową (najcz. na belkach głównych mostów leżajowych), daszkiem (belki główne mostów leżajowych (fig. 23), pasy mostów kratowych lub nawet całe mosty). Szczególnie pamiętać należy o zabezpieczeniu końców belek. 5. Ułatwienie przewiewu powietrza.

Dla zabezpieczenia od pożaru: dobry nadzór, beczki z wodą, lepiej zbiorniki, zabezpieczone od zamarznięcia, hydranty. Czasem pokład mostów kolejowych pokryty między szynami 5 *cm* warstwą żwiru. Przewody gazowe układać należy w piasku, elektryczne w rurach. Miejsce, gdzie grozić mogą iskry (np. z kominów lokomotyw lub parowców), osłonić blachą.

Naprężenia dopuszczalne dla drewnianych mostów drogowych według przepisów M. R. P. o budowie i utrzymaniu mostów drogowych z dnia 9 listopada 1925 w kg/cm^2 podaje tablica 1.

Tablica 1.

Naprężenia na	Dla mostów stałych		Dla mostów tymczasowych		Dla mostów kratowych[1])		Dla konstr. naprzemian pod wodą i na powietrzu	
	drzewo		drzewo		drzewo		drzewo	
	miękkie	twarde	miękkie	twarde	miękkie	twarde	miękkie	twarde
rozciąganie	110	120	132	144	121	132	82,5	90
zginanie	100	110	120	132	110	121	75	82,5
ściskanie ∥ do włókien	65	80	78	96	71,5	88	48,5	60
„ ⊥ „ „	15	40	18	48	16,5	44	11,2	30
ścinanie ∥ „ „	12	20	14,4	24	13,2	22	9	15
„ ⊥ „ „	30	40	36	48	33	44	22,5	30
ciśnienie na ściankę otworu ∥ do włókien	120	130	144	156	132	143	90	97,5

Naprężenia na ściskanie pod kątem ukośnym do włókien przyjmować należy wedle prawa elipsy, której osiami głównemi są naprężenia dopuszczalne ∥ i ⊥ do włókien.

[1]) Z uwzględnieniem wpływu sił poziomych (wiatru).

Naprężenia w częściach żelaznych, jak dla mostów żelaznych.

Dla mostów kolejowych przyjmować można powyższe naprężenia zmniejszone o 10—20%.

Zasady konstrukcji. 1. Ustrój możliwie prosty. 2. Połączenia nieskomplikowane. 3. Belki możliwie chronić od wody (zwłaszcza końce belek), wodę odprowadzać możliwie prędko, unikać zbiorników wody (miejsc, w których zbiera się woda). 4. Ułatwić dostęp powietrza. 5. Umożliwić wymianę uszkodzonych części bez przerwy ruchu; dlatego przy mostach leżajowych zbliżamy zwykle obie belki środkowe.

Pomost. 1. Mosty drogowe. Najczęściej dylina lub żwirówka (makadam), rzadko bruk.

Dylina: zw. dębowa, dla silnego ruchu też bukowa (śliska w zimie i podczas deszczu), gorsza sosnowa, świerkowa. Grubość dyliny pojedynczej g oblicza się, dodając 2 *cm* na zużcie, zw. $10-15$ *cm*, szerokość $b = 15-30$ *cm*. Lepiej dylina podwójna: górna najlepiej z drzewa twardego $g = 4-7$ *cm*, $b = 20-25$ *cm*, szczelna, poprzeczna lub (rzadziej) podłużna, wzgl. ukośna, i dolna z drzewa miękkiego g z obliczenia, $b = 20-25$ *cm* w odstępach około 2—3 *cm*; przy obliczeniu przyjmujemy, że ciężar skupiony przenosi się na 2 dyle dolne przy dylinie dolnej prostopadłej do górnej, na $1^1/_2$ dyla przy równoległej.

Dylinę umieszcza się stroną rdzenną do góry. Górną do dolnej przybija się gwoździami, na brzegach przytrzymuje się krawężnikiem. Dylinę układa się często poziomo; lepiej w spadku poprz. 1—2%, co uzyskuje się przez różne wysokości belek (rzadko), siodełek, układanie klocków na belkach, zacięcia; wtedy w środku styk dyliny przykryty płaskownikiem lub belką. O ile do pomostu dylowanego przytyka droga bita (żwirowana), dobrze jest 8—10 *m* przy moście wybrukować.

Żwirówka, używana jeżeli chodzi o jednostajną nawierzchnię, jest jednak ciężka i zatrzymuje wodę. Najmn. grubość u brzegów $8-12$ *cm* (stąd krawężnik $h = 10-14$, $b = 18-25$ *cm*). Przy obliczeniu przyjmujemy, że ciśnienie koła przenosi się na szerokość i długość $(2g + h)$, gdzie g jest gru-

bością żwirówki, h dyliny. Żwirówka leży na impregnowanych dylach o gr do 12 *cm* umieszczonych w odstępach 3—4 *cm*, też na okrąglakach (most rosyjskie).

Dylina leży bezpośrednio na belkach, gdy ich odstęp jest niewielki do 1,20 *m*, lub na poprzecznicach (wtedy dolna dylina jest prostopadła d górnej). Poprzecznice robi się dla mostów leżajowych, wzmocnionych i ro porowych zw. z pojedynczych belek, leżących jako ciągłe na głównych Rozkładają one wtedy ciśnienie pojazdów na kilka belek. Opłacają się on zwłaszcza dla mostów I. i II. kl. Poprzecznice mostów kratowych (i wiesz rowych) wykonywa się zw. jako belki wzmocnione, rozpornice, czasem jak wieszary.

Ciężar własny pomostu przyjmować można:

przy dylinie z drzewa miękkiego o gr. g *cm* . . 9 g *kg/m*²
„ „ „ „ twardego „ „ g *cm* . . 10 g *kg/m*²
„ pomoście żwirowanym . . . . . 380 *kg/m*²
„ bruku kamiennym . . . . . 700 *kg/m*².

2. Mosty kolejowe. Podkłady (mostownice) zw. $^{25}/_{20}$, dł. 2,70 i 5,0 kładzie się na belkach głównych w odstępach mniejszych niż na szlak (śr. 63—68 *cm*, na stykach 50—53 *cm*, dla kolei podrzędnych 68—72 *cm* wzgl. 50—55 *cm*), i łączy na śruby ϕ $^7/_8$" i zacięcia 2—3 *cm*; na nich szyn odbojnice z belek śr. 18×24 *cm* lub szyn, kątowników itd., wewnętrzne lu zewnętrzne, utwierdzone do każdego podkładu (na śrubę i zacięcie 2—3 *cm* w odstępie 16—19 *cm* od szyny (por. dział: „Koleje"), oraz dylina podłużn $h = 5—7$ *cm*, w od- stępach 2—4 *cm*. Co drugi lub trzeci podkład dłuższ ($l = 5{,}00$ *m*) dla podparcia dyliny i słupków poręczowych.

Ciężar pokładu i pomostu przyjmować można w *kg/m* b. toru dla ko głównych 620 *kg/m* b., dla kolei drugorzędnych normalnotorowych 500 *kg/m* dla kolei o szerokości toru 1,00 *m* — 320 *kg/m* b.

Chodniki: najcz. dylina podłużna, lub poprzeczna. Chodnik oddzielo od jezdni czasem tylko krawężnikiem (gdy mały ruch pieszych), równi rzadko utworzony przez opuszczenie dyliny górnej; najczęściej podniesio 10—25 *cm* nad jezdnię na belkach podłużnych lub poprzecznych, opartych belkach głównych, poprzecznicach, lub dylinie. Przy dylinie poprzecz spad 1,5% na wewnątrz. Między jezdnią a chodnikiem ściek, lepiej szps dla spływu wody deszczowej. Należyte odwodnienie chodnika ważne względu na konstrukcję mieszczącą się pod nim. Ciężar chodników w z podparciem i usztywnieniem można przyjmować 120—150 *kg/m*².

Na długich mostach miejscami występy na beczki z wodą i dla zatrz mywania się przechodniów.

Poręcze zw. drewniane, rzadko żelazne, $h = 1{,}10$ *cm*. Słupki: w o stępach 1,5—2,5 *m*, śr. 2,0 *m*, mniejsze odstępy w dużych miastac gr. 14—18 *cm*, zw. 15 *cm*. Przytwierdza się do belek (z boku, na śruby), dyliny (na czo lub poprzecznic i usztywnia zastrzałam ($^{10}/_{12}$ do $^{14}/_{16}$, średnio $^{12}/_{14}$), połączonymi na cz lub miecz z zaciosem i śruby. Pochwyt ^{16} górą ścięty dla spływu wody (fig. 24). W pełnienie jedną, lepiej dwiema poziome belkami, gr. 8—12 *cm*, śr. 10 *cm*, rzadko kra

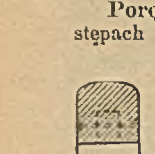


Fig. 24.

Mosty leżajowe. Dla mostów drogowy najw. rozpiętości 3—6 *m*, zależnie od kla mostu, przy zastosowaniu siodełek z zastrzałami 5—8 *m*. Odstęp belek g wnych 0,8—1,2 *m*, najw. 1,5 *m*, zw. około 1,00 *m*. Przy odstępach ponad 1,2 dylina leży na poprzecznicach, poniżej 1,2 *m* wprost na belkach główny

Dla mostów kolejowych najw. rozpiętości do 2—3 *m* dla 2 belek głównych, 3—4,5 *m* dla 4 belek; przy zastosowaniu siodełek z zastrzałami do 5 *m* dla 2 belek głównych, do 7 *m* dla 4 belek. Granice zależne od obciążeń. Pod każdym torem 2, 3, 4, 6 belek (fig. 25), wyjątkowo więcej.

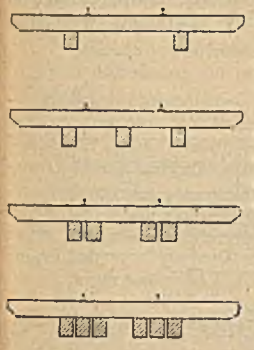


Fig. 25.

Zw. uż. okrąglaków, najw. $d = 45$ *cm* (moment wytrz. $W = 0{,}095\, d^3$); rzadko krawędziaków (24×24 do 32×32 wzgl. 28×36 *cm*.)

Na filarach i przyczółkach murowanych (betonowych) podparte są belki na ławie dębowej $h = 16-20$ *cm*, $b = 16-26$ *cm*, opartej na murze najlepiej tylko pod belkami, by dać odpływ wodzie (fig. 26). Końce belek zabezpiecza się deskami.

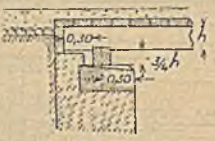


Fig. 26.

Fig. 27.

Na jarzmach i przyczółkach drewnianych belki zacięte 2—3 *cm*, oparte są na oczepie zazwyczaj dębowym. Przy oczepie pojedynczym belki najlepiej umieszcza się na siodełkach (sposób najlepszy; fig. 27, por. niżej), ścina ukośnie (fig. 29) lub przestawia się (sposób najgorszy, gdyż nierównomierne pod-

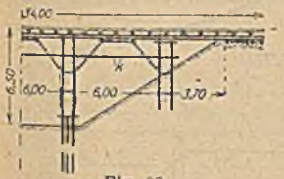


Fig. 28.

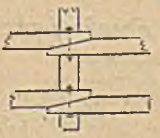


Fig. 29.

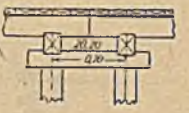


Fig. 30.

parcie; fig. 31). Na jarzmach podwójnych podparcie na oczepie podłużnym (por. fig. 30), lepiej też na siodełku (fig. 28 i 32).

Końce belek na przyczółku drewnianym wysuwa się poza oczep o 30—45 *cm* i chroni od gnicia przez umieszczenie w żwirze, przybicie deski smołowanej do czoła, czasem też położenie desek pod koniec belki. Oczep (ława) na palach (fig. 32) lub progach (mosty tymczasowe; fig. 33).

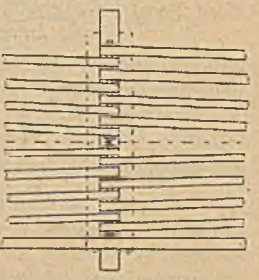
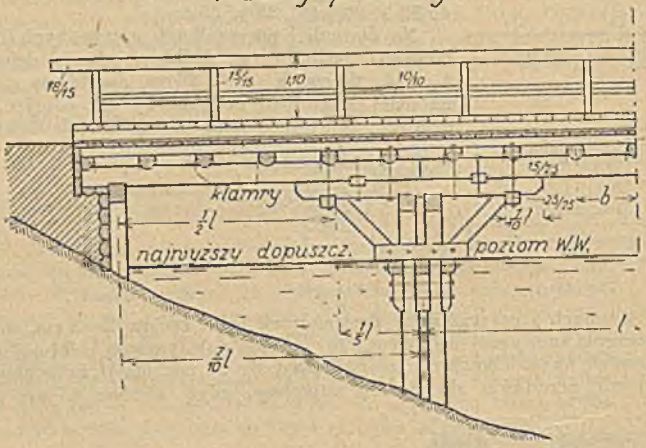


Fig. 31.

Siodełka. Używane na podporach belek wolno podpartych dla lepszego podparcia i zmniejszenia rozpiętości lub — rzadko — na podporach belek ciągłych dla przejęcia momentu ujemnego. Połączenie z belkami głównymi na śruby $d = (0{,}06-0{,}07)\, h$ lub na kliny, wzgl. zęby i śruby. Wysokość siodełka $h_s = (0{,}85-1)\, h$, gdzie h jest wysokością belek. Długość siodełka $l_s = (0{,}2-0{,}25)\, l$, najwyżej 1,70 *m*. Wtedy rozpiętość teoretyczna $l_0 = (0{,}8-0{,}95)\, l$, średnio $0{,}9\, l$. Lepiej stosować (o ile profil pozwala) siodełka z zastrzałami (fig. 32 i 34); wtedy $l_s = (0{,}3-0{,}4)\, l$, zaś moment zgięcia $M = 0{,}8\, M_0$, gdzie M_0 jest momentem belki wolno podpartej o długości $l' = l - l_s$, gdyż powstaje (niezupełne) utwierdzenie. Na przyczółku nie daje się zwykle zastrzału, przeto długość przęsła skrajnego $= 0{,}7\, l$ (fig. 32).

Pochylenie zastrzałów 35—60°, najchętniej 45°. Dajemy je prawie zawsze pod każdą belką, wyjątkowo co druga belka; pozostałe leżą wtedy na podciągu. Oparcie zastrzałów na siodełku na zacios, rzadziej zacios z czopem także oparcie i wpuszczenie w belkę poprzeczną (fig. 32). Podparcie dolne na zacios, podpórkę lub belkę poprzeczną. Wymiary zastrzałów wystarczy

Przekrój podłużny



Przekrój poprzeczny

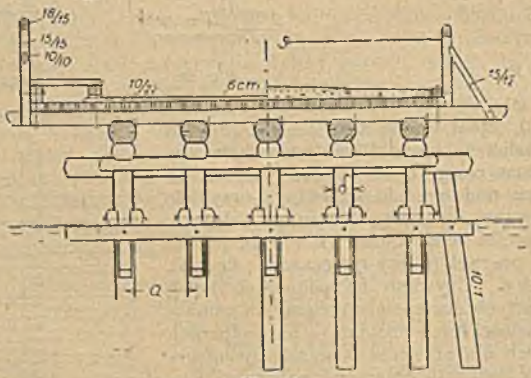


Fig. 32.

obliczyć ze wzoru: $F_z = \frac{2{,}4\,A}{k \cos \alpha}$, (gdzie A jest oddziaływaniem bel wolno podpartej o długości l, k naprężeniem dopuszczalnem, α kątem pochylenia zastrzału) z uwzględnieniem wpływu wyboczenia. Wymiary siodeł równe lub nieco mniejsze ($b_s = b$, $h_s = 0{,}8 - 1\,h$) od wymiarów belek. Polczenie należy sprawdzić na ścinanie i ciśnienie.

Ciężar własny belek głównych można przyjmować w przybliżeniu
a) dla mostów drogowych:

mosty I. kl. pomost żwirow. $(25\,l + 1{,}8\,l^2)\,kg/m^2$, dylowany $(22\,l + 1{,}7\,l^2)\,kg/m^2$
„ II. „ „ „ $(20\,l + 1{,}6\,l^2)\,kg/m^2$, „ $(18\,l + 1{,}5\,l^2)\,kg/m^2$
„ III. „ „ „ $(8\,l + 1{,}4\,l^2)\,kg/m^2$, „ $(8\,l + 1{,}0\,l^2)\,kg/m^2$

b) dla mostów kolejowych:

koleje główne . . . . . $(55\,l + 20\,l^2)\,kg/m$ b. toru
„ podrzędne normalnotorowe . . . . . $(48\,l + 15\,l^2)\,kg/m$ b. „
„ o szerokości 1,0 *m* . . . . . $(28\,l + 14\,l^2)\,kg/m$ b. „

Belki wzmocnione. 1. Belki podwójne, połączone tylko śrubami, dają pewną oszczędność na jarzmach; natomiast ich moment wytrzymałości jest tylko sumą momentów wytrzymałości poszczególnych belek, nadto wysokość konstrukcyjna jest większa; używane rzadko, na mosty tymczasowe. Również rzadko (na mosty bardzo krótkotrwałe) używa się belek, związanych klamrami o różnych długościach, utwierdzonemi w dwu prostopadłych do siebie kierunkach (por. fig. 34), lepiej klamrami i śrubami, czasem opaskami żelaznemi.

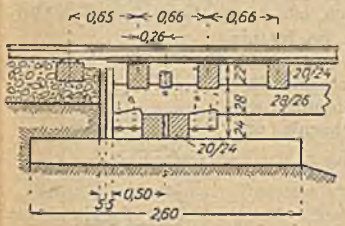


Fig. 33.

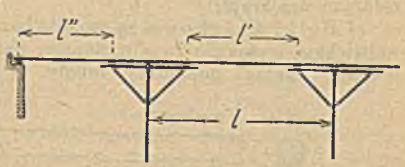


Fig. 34.

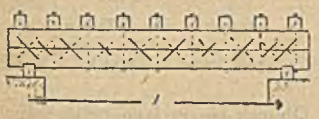


Fig. 35.

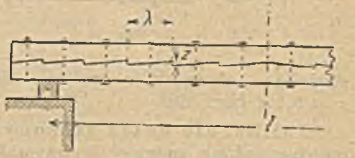


Fig. 36.

2. Belki złożone składają się z 2 lub 3 (wyjątkowo więcej) belek połączonych ze sobą zębami, klinami lub klockami.

a) Belki zazębione wogóle nie opłacają się wobec małych wartości spółczynnika μ (por. tabl. 2) i strat na wysokości. Za niemi przemawia prostota konstrukcji. Przy składaniu wygina się je w górę (na sucho lub polewając gorącą wodą, przez co uzyskuje się większą szczelność w zębach); strzałka powinna wynosić przytem około $\frac{1}{400}\,l$. Dobre składanie zabezpiecza najlepiej od pękania zębów. Wymiary: $z =$ ok. $0{,}1\,h$ $(3-6\ cm)$, $\lambda = (0{,}8-1)\,h$ (fig. 35). Dla szczelności i aby zapobiec wżeraniu się włókien, wstawia się pomiędzy zęby blaszki cynkowe $8\ mm$, lepiej kliny z twardego drzewa.

b) Belki klinowane (zaporkowe). Kliny są proste (poprzeczne) lub ukośne (podłużne); robi się je z drzewa twardego.

Kliny poprzeczne (włókna w kierunku poprzecznym; fig. 37), składane są z 1 lub 2 klinów, zabijanych w odpowiednio wycięte otwory i ewentualnie przytrzymanych gwoździami. Pochyłość klinów podwójnych od 1 : 20 do 1 : 40, pojedynczych 1 : 200. Odstęp belek zwykle około $0{,}1\,h$, czasem belki bezpośrednio na sobie. Śruby pomiędzy klinami na podkładkach. Wymiary: głębokość wcięcia $z = (0{,}1-0{,}13)\,h$, czasem na końcach belek, o ile potrzeba, więcej $(0{,}13-0{,}16)\,h$, gdzie $h =$ wysokość

belki pojedynczej, $\lambda' = (5-6)z$. Odstęp od środka do środka m najwyże
$16z$, względnie $1{,}50\,m$; najmniejszy odstęp oblicza się na siłę poprzeczną
jeżeli z obliczenia wypada (na podporze) odstęp zbyt mały, dajemy tam
kliny ukośne, ewentualnie zwiększamy szerokość belek.

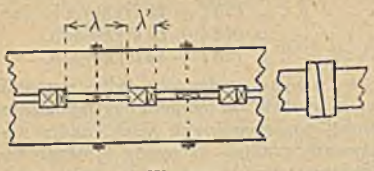


Fig. 37.

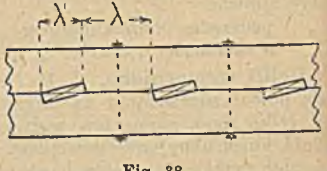


Fig. 38.

Kliny podłużne (włókna w kierunku podłużnym; fig. 38). Śruby
przechodzą pomiędzy klinami; belki leżą bezpośrednio na sobie. Wymiary
$z = (0{,}12-0{,}13)h > 4\,cm$, $\lambda = (0{,}5-0{,}7)h$, m = najmniej $8z$, najwyżej $20z$.
Przy trzech belkach kliny przestawia się, by nie
osłabiać przekroju.

c) Belki klockowe są wogóle korzystne, dają największą wysokość i są najtańsze, natomiast wymagają bardzo dokładnej roboty. Obecnie najczęściej z okrąglaków (gorsze). Klocki są podłużne. Zwykle $k = 0{,}8$
$z = 0{,}1\,d$ (fig. 39).

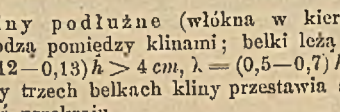


Fig. 39.

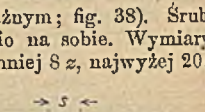


Fig. 40.

Obliczenie belek złożonych. Oblicza się je jako belki jednolit
mnożąc jednak moment wytrzymałości przez spółczynnik zmniejszający
który wynosi wedle przepisów M. R. P.:

Tablica 2.

Ilość belek	Dźwigar zazębiony	Dźwigar klinowany	Dźwigar klockowy
2	70%	80%	70%
3	60%	70%	60%

Dla belek złożonych z okrąglaków (najczęściej klockowe) otrzymujem
przyjmując $s = (0{,}3-0{,}5)\,d$ (fig. 40), gdzie d = średnica okrąglaka:

$$W = \varepsilon\, h_m d^2,$$

gdzie $h_m = 0{,}5\,(h_0 + d) = 0{,}933\,d$. Dla spółczynników μ j. w. otrzymujem
ε równe
dla 2 belek klockowych $\varepsilon = 0{,}55$, klinowanych $\varepsilon = 0{,}37$, zazębionych $\varepsilon = 0{,}$
„ 3 „ „ $\varepsilon = 1{,}1$, „ $\varepsilon = 0{,}75$, „ $\varepsilon = 0{,}$
„ 4 „ „ $\varepsilon = 1{,}7$ (przyjęto $\mu = 50\%$).

Zęby, kliny i klocki oblicza się na siłę poprzeczną na ścięcie i
ciśnienie na ściankę. Pozioma siła ścinająca wynosi na $1\,m$ b. długo

belki $s = m\frac{T}{h}$, gdzie m (średnio) dla 2 belek wynosi 1,5, dla 3 belek 1,35. Obliczenie szczegółowe por. dział: „Budownictwo drewniane".

Przy belkach złożonych daje się zwykle odstęp belek 1,5—2,0 m, na belkach poprzecznicę. Między belkami stężenia, por. niżej. Styki na podporach. Średnica śrub łączących (0,1—0,13) h, zwykle $^3/_4$ do $1^1/_4$". Podkładka 8—12 mm, szer. 3—4 d. Wymiary siodełek zwykle równe wymiarom poszczególnych belek.

Używane dla rozpiętości: dla mostów drogowych I. klasy do 8 m (11 m), III. klasy do 11 m (14 m); dla kolejowych tymczasowych do 5 m (7 m), przy zastosowaniu 4 belek pod 1 tor, dla wąskotorowych $s = 1{,}0\ m$ do 7 m (11 m), $s = 0{,}75\ m$ do 9 m (12,5 m), przy zastosowaniu 2 belek pod 1 tor. Cyfry w nawiasach odnoszą się do dźwigarów trójbelkowych.

Przy krótkim czasie trwania najlepsze są belki klockowe, przy dłuższym lepsze są klinowe, względnie zazębione.

Ciężar belek złożonych (bez pomostu):

dla dróg	I. klasy	$g = 8\,l + 100\ kg/m^2$
„ „	II. klasy	$g = 7\,l + 90\ kg/m^2$
„ „	III. klasy	$g = 5\,l + 60\ kg/m^2$
dla kolei głównych		$75\,l + 300\ kg/m$ b. toru
„ „	II-rzędnych $s = 1{,}43\delta\ m$	$65\,l + 250\ kg/m$ b. „
„ „	wąskotorowych $s = 1{,}00\ m$	$50\,l + 180\ kg/m$ b. „

Belki rozporowe. Pozwalają na dość znaczne rozpiętości (do 30 m), oraz na dobre stężenie poprzeczne, nadto są trwałe, gdyż belki główne są przykryte, natomiast wywierają znaczne parcie poziome i wymagają dużej wysokości konstrukcyjnej, zaś dolne końce zastrzałów ulegają szybko butwieniu.

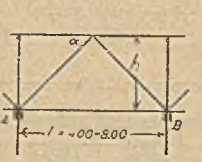


Fig. 41.

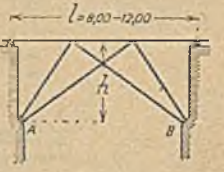


Fig. 42.

1. Rozpornica pojedyncza trójkątna, rozpiętości $l = 4 - 8\ m$, najkorzystniejsze $\alpha = 45°$ (fig. 52 i 41), wymagają bardzo dużej wysokości konstrukcyjnej. Ustrój sztywny, używany na mosty kolejowe (rusztowaniowe).

2. Rozpornica trójkątna podwójna, $l = 8—12\ m$ (fig. 42).

3. Rozpornica trapezowa, $l = 8—12—15\ m$ (fig. 43); ustrój używany bardzo często. Stosunek $a : b : a$ wynosi średnio $= 4 : 5 : 4$. Rygiel r połączony z belką na śruby i kliny lub klocki. Częściej belki poprzeczne między belką a ryglem, lub ryglem a zastrzałem. Kąt α zwykle 45°, conajmniej 30°.

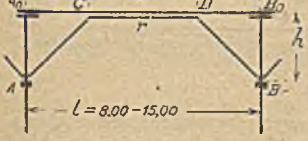


Fig. 43.

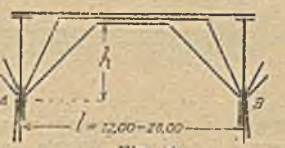


Fig. 44.

4. Rozpornica trapezowa wielokrotna (fig. 44), używana dla $l = 12—28\ m$. Punkty podparcia belki poziomej co 2—4 m. Zwykle rozpora jedna między zastrzałami środkowemi, dalsze pary zastrzałów natomiast wpuszczone w belkę poziomą, ewentualnie skrajne zastrzały oparte o siodełka.

W mostach rozporowych drogowych odstęp belek głównych wynos dla średnich rozpiętości 2—2,5 *m*, przy kolejowych 1,5—2 *m* (pod każdym torem 2 belki). Na belkach głównych umieszcza się poprzecznice, czasem przy lekkich mostach drogowych umieszcza się pomiędzy belkami głównem na podciągach belki podłużne drugorzędne.

Zastrzały stęża się kleszczami ukośnemi (fig. 45) lub poziomemi (*k* n fig. 28) i ewentualnie poziomemi belkami poprzecznemi, które wraz z dylin

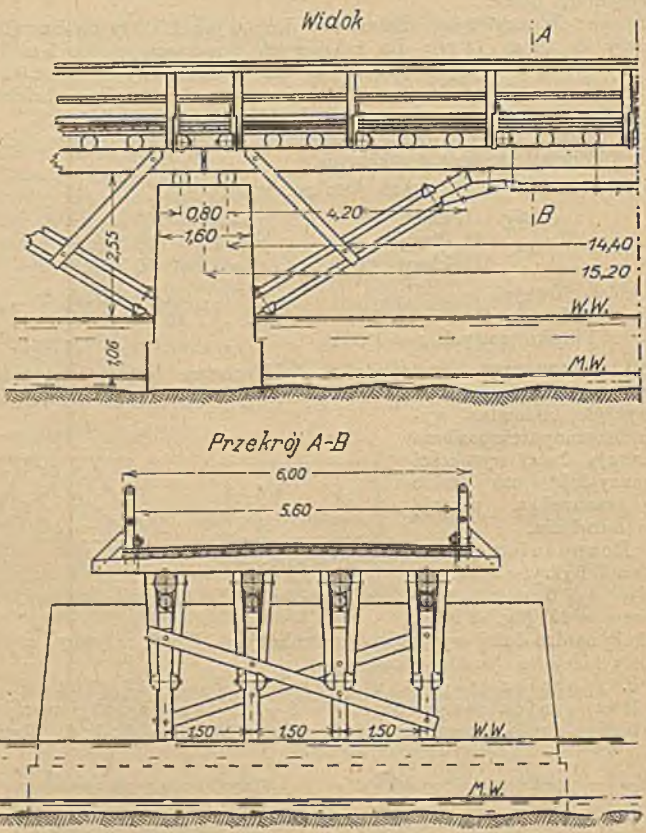


Fig. 45.

stanowią dla mniejszych mostów drogowych wystarczające stężenie po przeczne i poziome. Zresztą daje się z reguły w płaszczyźnie rozpór i zas strzałów tężnik poziomy (fig. 45).

Szczegóły konstrukcyjne. Górny szczegół podparcia zastrzałów najlepiej na klocek z drzewa twardego lub podciąg (fig. 46); gorszy jes styk bezpośredni na czop i klamrę; — można też styk chwycić kleszczam

Szczegół dolny: *a*) na dębowej ławie; *b*) na łożysku żeliwnem z żebrau (fig. 47 *a*), pozwalającemi jednak na odpływ wody, lepiej na łożysku z trzpie niem żelaznym (fig. 47 *b*); *c*) oparcie w gnieździe w murze (złe, drzew łatwo gnije); *d*) na jarzmach drewnianych oprzeć można zastrzał na zacio

lepiej na klocku podłużnym, lub na poprzecznej belce. Podparcie stopy zastrzału jest zawsze częścią konstrukcji, najprędzej ulegającą gniciu.

Fig. 46.

Fig. 47 *a*.

Fig. 47 *b*.

Fig. 47 *c*.

Belki wieszarowe. Używane, gdy mała wysokość konstrukcyjna. Oddziaływania pionowe. Natomiast mała sztywność, trudne połączenie, belki bardzo narażone na wpływy atmosferyczne. Korzystne zatem dla lekkich mostów drogowych i kładek. Zależnie od ilości słupów wiszących, mamy:

1. Wieszar pojedynczy. $l = 5—7\ m$, min $\alpha = 25°$ (fig. 48).

2. Wieszar podwójny (trapezowy). $l = 6—12\ m$, max $h = 1{,}5—2\ m$, jeżeli górą stężeń niema; jeżeli most zamknięty, h znacznie wyższe; dla większych obciążeń należy dać przekątnie w polu środkowem (fig. 48 *a*).

3. Wieszar potrójny (fig. 49).

Zwykle 2 belki, między niemi poprzecznice z belek złożonych. Gdy szerokość mostu większa niż 6 *m*, umieszcza się trzecią belkę w środku. Chodniki można umieścić nazewnątrz belek.

Szczegóły konstrukcyjne (należy pamiętać o osiowości połączeń). Dolne podparcie zastrzału: *a*) na zacios (fig. 51 *a* i *b*), *b*) na trzewik żelazny, *c*) na kątownik i śrubę (najlepiej; fig. 50).

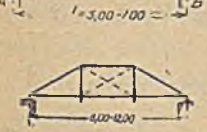


Fig. 48 i 48 *a*.

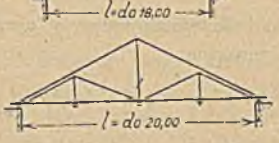


Fig. 49.

Fig. 50.

Połączenie zastrzału ze ściągnem (słupem wiszącym) wykonywa się: *a*) na zacios, *b*) na zacios i opaski; najlepiej *c*) chwycić zastrzały podwójnym słupem; również używamy *d*) trzewik żeliwny, jeżeli ściągno jest żelazne, (fig. 51). Przy rozpornicach podwójnych najczęściej połączenie na zacios i klamry.

Połączenie ściągna pionowego z belką poziomą: *a*) na opaski; lepiej dać *b*) słup podwójny i chwycić nim belkę (fig. 47 *c*); jeżeli ściągno jest żelazne, używa się podciągu poprzecznego, opartego o podwójną mutrę i żelazną podkładkę; przyczem ściągno przechodzi przez podciąg i belkę, a ta łączy się z podciągiem na wcięcie.

Inne szczegóły połączeń por. dział: „Budownictwo drewniane".

Obliczenie belek rozporowych i wieszarowych odbywa się na tej samej zasadzie.

1. Belka rozporowa pojedyncza (fig. 52). Belkę poziomą oblicza się zwykle jako belkę wolno podpartą na podporach i w środku, lepiej jako

ciągłą. Zastrzały obliczamy na siłę osiową: jeżeli największe ciśnienie na podporze środkowej wynosi C, to siła w zastrzale:

$$Z = -\frac{C}{2\cos\alpha} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (1)$$

2. Belka rozporowa podwójna (trapezowa). Moment zgięcia w dowolnym punkcie C wynosi:

$$M = M_0 - Hy \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2)$$

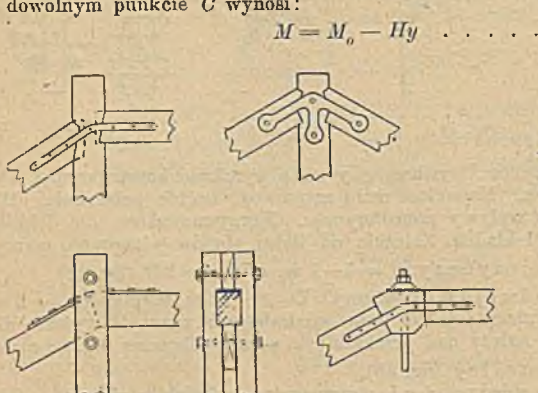


Fig. 51 *a* i *b*.

Fig. 51.

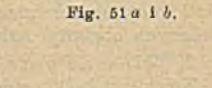


Fig. 52.

gdzie M_0 oznacza moment belki wolno podpartej o rozpiętości $L = l(2+\varphi)$, zaś H parcie poziome, wynoszące:

$$H = \frac{3-\xi^2+3\varphi}{2\mu h(2+3\varphi)} P\xi l, \text{ gdy } \xi \leqq 1, \text{ (ciężar w polach skrajnych),}$$

$$\text{wzgl. } H = \frac{2+3\varphi\xi-3(\xi-1)^2}{2\mu h(2+3\varphi)} Pl, \text{ gdy } 1 < \xi < \left(1+\frac{\varphi}{2}\right), \text{ (ciężar w polu środkowem).} \quad (3)$$

Znaczenie φ i ξ por. fig. 53; h jest pionowym rzutem zastrzału.

Zazwyczaj można przyjąć $\mu = 1$.

Linję wpływową momentu zgięcia w punkcie C znajdujemy zatem wedle fig. 53, odejmując od rzędnych linji wpływowej M_0 rzędne Hy.

Dla całkowitego obciążenia jednostajnego:

$$H = \frac{1}{4\mu h} gl^2 \frac{\varphi^3+6\varphi^2+10\varphi+5}{2+3\varphi},$$

zaś moment ujemny na podporze D (bezwzględnie największy):

$$M_D = -\frac{1}{4\mu} gl^2 \frac{\varphi^3+1+(1-\mu)(6\varphi^2+10\varphi+4)}{2+3\varphi}.$$

Dla polskich ruchomych obciążeń drogowych występuje najw. $(+M)$ w przęśle skrajnem, przyczem dla $L < 16$ *m* na moście mieści się tylko jeden ciężar skupiony (cięższa oś walca). Wtedy można dla $(+M)$ nie kreślić linji

wpływowych, ale obliczać najw. $(+M)$ ze wzoru: najw. $(+M) = +\eta_{max} P$. Wartości na położenie niebezpiecznego przekroju, oraz na η_{max} podaje tablica:

$\varphi = 1$	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8
$\frac{x}{l} = 0{,}577$	0,587	0,596	0,605	0,614	0,623	0,631	0,639	0,646
$\frac{\eta_{max}}{l^2} = 0{,}277$	0,282	0,287	0,292	0,296	0,300	0,304	0,308	0,312

Dla $\varphi > 1{,}8$ najw. moment występuje w środku belki.

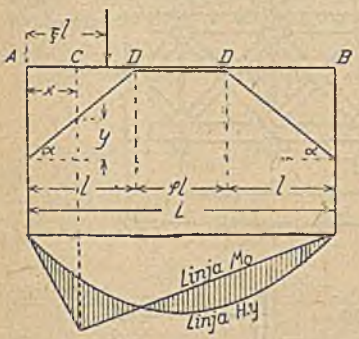


Fig. 53.

Najw. $(-M)$ występuje w punkcie D; często posiada on bezwzględnie największą wartość. Dla polskich obciążeń drogowych nie potrzeba go obliczać, jeżeli $\varphi < 1{,}25$.

Linje wpływowe sił poprzecznych w przęśle skrajnem wypro-

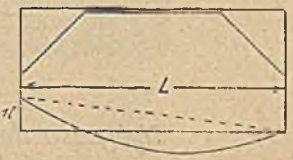


Fig. 54.

wadza się z linji wpływowej oddziaływania skrajnego A, którą otrzymuje się, odejmując od rzędnych linji wpływowej oddziaływania belki wolno podpartej o rozpiętości $L = l(2 + \varphi)$ rzędne linji wpływowej H, pomnożone przez $\frac{h}{l}$ (fig. 54). Linje wpływowe sił poprzecznych w polu środkowem przedstawiają się, jak dla belki wolno podpartej o rozpiętości $L = l(2 + \varphi)$.

Mosty drewniane kratowe. Dawniej używane belki Towne'a, oraz nasze Ibjańskiego i Pintowskiego wyszły z użycia. Dziś spotyka się najczęściej belki Howe'a, u nas Rychtera [1]) (te ostatnie coraz rzadziej); wchodzą też w użycie belki Rechniewskiego i Grocha, w Rosji Patona [2]), w Niemczech Tuchscherera, Küblera [3]) i in. (por. dział: „Budownictwo drewniane"). Belki prawie wyłącznie równoległe. Przy budowie należy zastosować wygięcie w górę.

Mosty Howe'a (fig. 55 *a*). Krata złożona drewniana ze ściągnami żelaznemi, przez naciągnięcie których wywołuje się sztuczne naprężenie.

Mosty Howe'a są używane do rozpiętości $l = 50\ m$ dla mostów drogowych, $l = 35\ m$ dla kolejowych. $h = \frac{1}{12} - \frac{1}{6} l$, zwykle $\frac{1}{10} - \frac{1}{8} l$. Nachylenie przekątni $\alpha = 45 - 60°$. Dla $h < 3{,}5\ m$, tj. dla $l < 25 - 30\ m$, krata złożona pojedyncza; dla $h > 3{,}5\ m$ krata złożona podwójna.

Przy obliczeniu przyjmuje się zazwyczaj, że siła V_n w ściągnie wskutek naciągnięcia jest tak wielka, że przekątnie narażone są tylko na ściskanie.

[1]) Por. Thullie: „Mosty drewniane".
[2]) Por. Paton: „Dierewiannyje mosty".
[3]) Gesteschi: „Hölzerne Dachkonstruktionen".

Naprężenie faktyczne jest przecież bardzo trudne do skontrolowania. Średnicę śrub przyjmować można: $d = 0{,}86 \sqrt{\frac{V}{k_r}} + 0{,}14\ cm$, przyczem V jest najw. siłą, przypadającą na 2 ścięgna, zaś k_r = naprężeniem dopuszczalnem żelaza na rozciąganie.

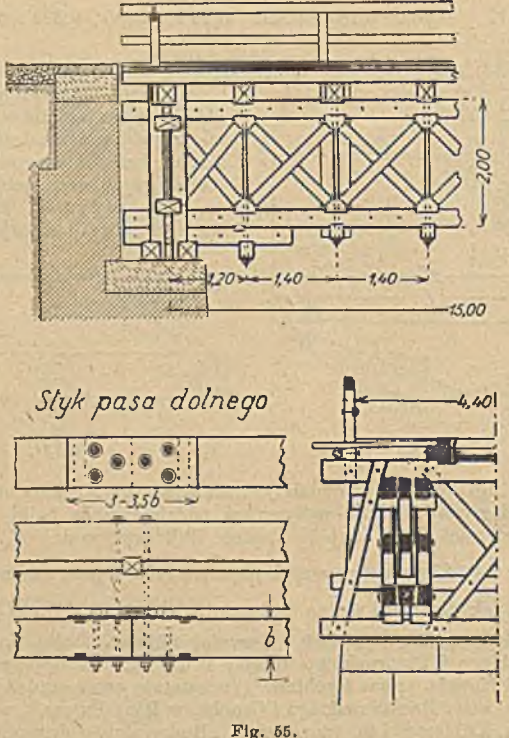


Fig. 55.

Pas górny zwykle stały na całej długości, więc obliczamy go na max M uwzględniając przytem osłabienia śrubami itd. (do 25%).

Pas dolny obliczamy na max M, względnie w miejscu najbliższego styku; przyczem z belki zetkniętej uwzględniamy najwyżej 20%. Należy uwzględnić ewentualny mimośród zastrzałów i momenty zginające od poprzecznic, ułożonych nie w węzłach.

Pasy najczęściej z 3 belek w odstępach 8 cm, rzadziej 2 lub $2 \times 3 = 6$ gr. 25—30 cm, dziś często okrąglaki lub belki oflisowe, dł. zwykle około 10 m, czasem do 12 i 18 m.

Styki przestawione, możliwie rozsunięte i daleko od środka; z 2 przykładkami w pasie rozciąganym, z jedną w ściskanym (fig. 55 b). Belki łączone zaporkami co 1,5—2 m.

Przekątnie kwadratowe (lub okrągłe) opierają się na pasach, na czopy lub trzpienie przy pomocy klocków z drzewa twardego (dębowego).

wpuszczonych w pas na 4 *cm*. Przy konstrukcjach prostszych, prowizorycznych, zastrzały opierają się na pasach na zaciosy (bez klocków). Zastrzały (wznoszące się do środka) są podwójne, odstrzały (spadające) pojedyncze. Tężniki por. niżej. Ścięgna są to zwykle pręty okrągłe z gwintem na końcach i naśrubkami; opierają się na podkładkach żelaznych i podciągach, rzadko na poprzecznicach.

Mosty Rychtera (fig. 56). Krata pojedyncza prostokątna. Pas górny, dolny, zastrzały i słupy z drzewa krawędziowego miękkiego. Styki pasów przy pomocy kilkakrotnego zazębienia jednej belki pasowej z dwiema ją obejmującemi, i śrub. Zastrzały opierają się na piętkach, połączonych z pasem zapomocą zębów i śrub. Połączenia słupów z pasami zapomocą klinów dębowych. Należy zwrócić uwagę na ścisłe przyleganie słupów do belek pasowych. Poprzecznice w węzłach. Wymiana łatwa. Robocizna droga.

Mosty Rechniewskiego (fig. 57). Krata pojedyncza równoramienna. Pas górny i zastrzały z okrąglaków, pas dolny i słupy z półokrąglaków,

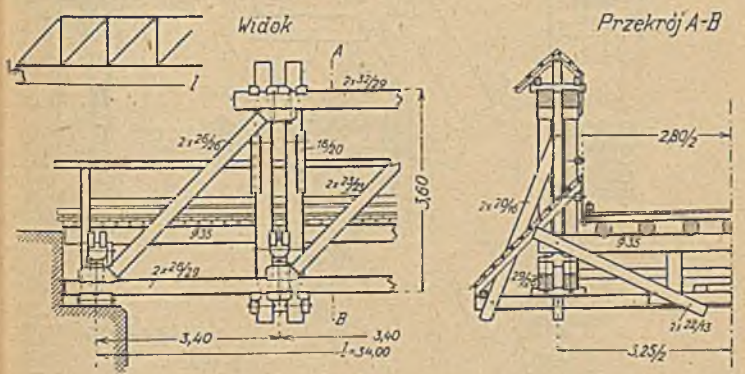


Fig. 56.

ścięgna z okrąglaków przeciętych w kierunku podłużnym na 3 części. Połączenia w pasie dolnym na klocki betonowe zazębione z wkładkami żelaznemi i śruby wchodzące między półokrąglaki pasu; zastrzały opierają się na wystającej części klocka betonowego na czop, ścięgna utwierdzone są na kotwy żelazne z blach i kątowników. Podobnie połączone są tężniki. Mosty można oddać do użytku dopiero po stwardnieniu betonu. Poprzecznice w węzłach. Wymiana trudna. Robocizna tańsza niż w mostach Rychtera.

Mosty Grocha (fig. 58). Krata pojedyncza. Części ściskane z drzewa krawędziowego miękkiego, części mostu rozciągane z żelaza. Słupy z żelaza okrągłego, zakończone z obu stron podwójnym naśrubkiem. Pas dolny z ceowników żelaznych. Połączenia zastrzałów z pasem górnym przy mostach o mniejszej rozpiętości przy pomocy zetowników, przy większych rozpiętościach przy pomocy piętek dębowych; w pasie dolnym zastrzały opierają się na kątownikach, nanitowanych na pas. Poprzecznice w węzłach. Wymiana łatwa. Robocizna tania.

Z powodu nieznacznej ilości objektów tych typów trudno podać narazie dane dotyczące ciężaru własnego tych mostów.

Tężniki (wiatrownice) poprzeczne. Mosty leżajowe: wystarczy dylina, względnie poprzecznice, czasem podciągi (fig. 32).

Mosty wzmocnione i rozporowe: zastosować można: krzyż ukośny stężenie prostokątne z dyli lub okrąglaków, czasem podciągi lub belk poprzeczne. Przy małym odstępie belek — belka pionowa. Utwierdzen

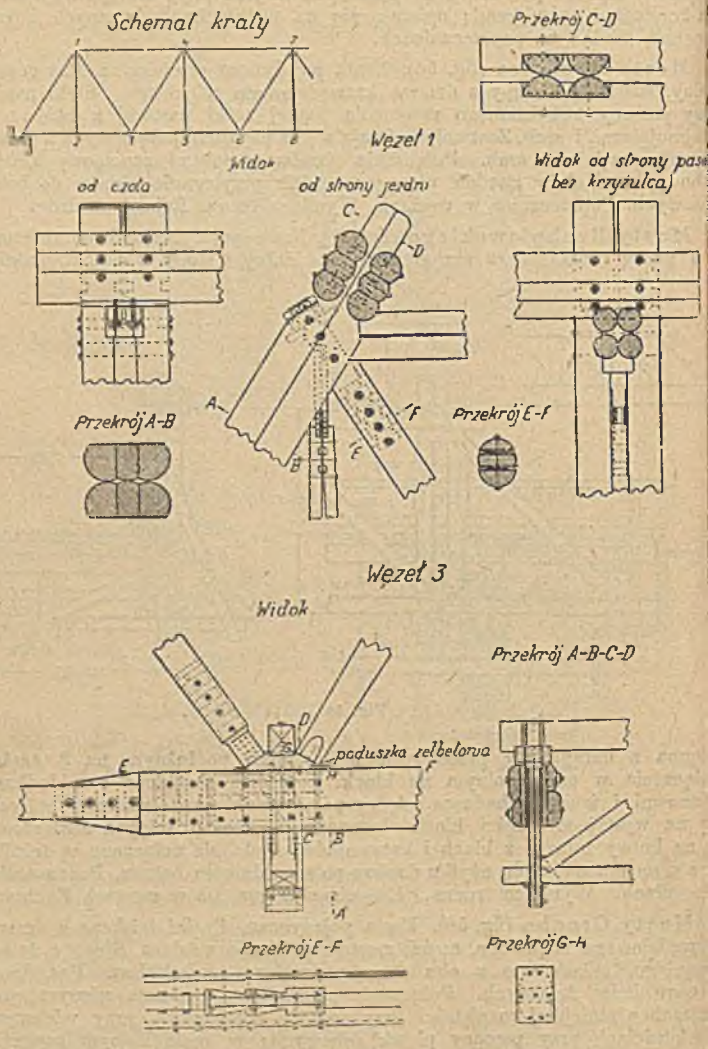


Fig. 57.

śrubami. Zwykle dla mostów kolejowych tężniki między wszystkiemi belkam dla mostów drogowych między każdą parą belek.

Mosty kratowe o pomoście górą: najlepiej krzyż ukośny z belek, prz twierdzony do ramy (fig. 55).

Mosty kratowe i wieszary o pomoście dołem, górą zamknięte: tężniki składają się z belki poziomej, rozpory, przytwierdzonej do pasów wprost, usztywnionej mieczami z wyzyskaniem kształtów skrajni.

Mosty kratowe i wieszary o pomoście dołem, górą otwarte: należy starać się o małą wysokość belek głównych ponad poprzecznicami. Usztywnienie naroży przy pomocy zastrzałów wewnętrznych i zewnętrznych (fig. 56).

Tężniki poziome. Zwykle dopiero przy mostach rozporowych, wieszarowych, kratowych, jako krata podwójna złożona między poprzecznicami do rozpiętości 12—15 *m* z dyli 6—10 *cm* na krzyż, przytwierdzonych do dźwigarów (przy mostach rozporowych do zastrzałów i rozpór; fig. 45), lub

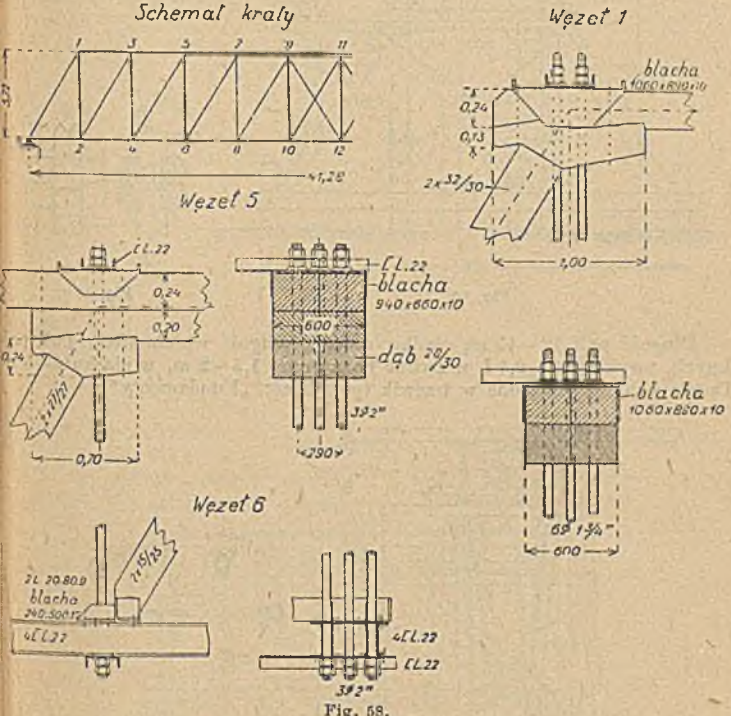


Fig. 58.

na podciągach, przy mostach kratowych z belek. Mosty kolejowe otrzymują tężniki poziome już dla $l = 4—5$ *m*.

Jarzma (filary) drewniane. Pale zazwyczaj pod każdą belką, rzadko co druga belka (mosty bardzo lekkie), najczęściej pionowe, skrajne, albo ukośnie 8 : 1 do 15 : 1 (fig. 60 i 60 *a*), albo też pionowo (łatwiejsze wbijanie), ścięte nisko (nad m. w.) i od nich zastrzał ukośny (2 : 1, 3 : 1) do pali głównych (fig. 59).

Obliczenie pali: na ciężar pionowy i siły poziome (hamowanie, wiatr przy wysokich mostach, ewent. woda, kra, belki niesione przez wodę) na ściskanie i wyboczenie (pale dołem utwierdzone, górą przytrzymane). Naprężenie dopuszczalne najwyżej 30—35 *kg/cm*² przekroju pala. Średnicę w środku długości często przyjmuje się wedle wzoru $d = 15 + 2\,l$ (*d* w *cm*,

l = całkowita długość pala w m); najw. $d = 30—35$ cm. O ile pal nie
sięga gruntu wytrzymałego, to udźwig liczymy na tarcie: $U = \varphi\, d\, \pi\, l'$, gd
φ = spółczynnik tarcia = 0,1—0,15 kg/cm^2, l' = długość wbicia). Zazwycz
dajo się ze względów konstrukcyjnych więcej pali niż wypada z obliczeń

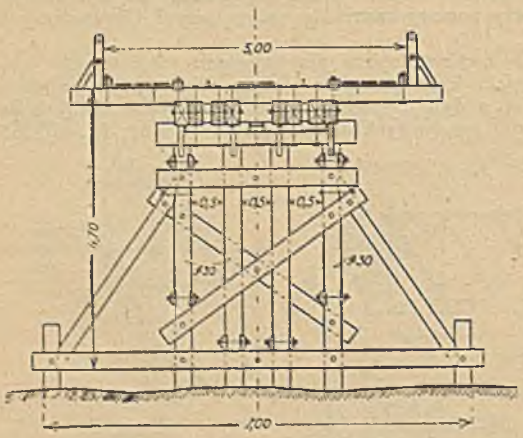


Fig. 59.

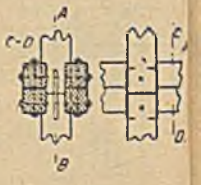


Fig. 59 a.

Długość pali 12—15 m, rzadko więcej. Długość wbicia wedle pali p
buych, zwykle 0,3—0,5 l, w żwirze conajmniej 1,5—2 m, w piasku 4—5
Dołem pale są uzbrojone w trzewik (por. dział: „Fundamenty“).

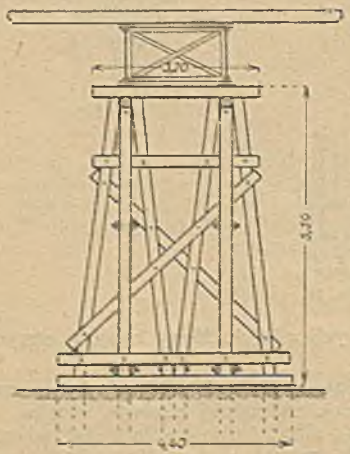


Fig. 60.

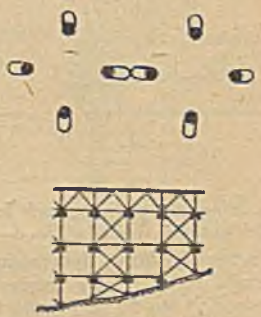
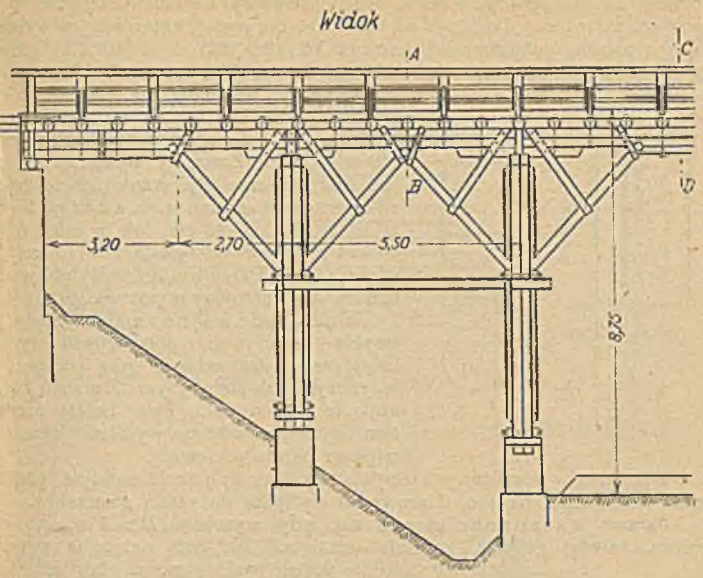


Fig. 60 a i b.

Przeciw wymyciu pali stosowany pakunek z kamienia, faszyn, rzą
ścianka szczelna.

Górą pale łączy się oczepem 30 × 30 do 30 × 36 cm, leżącym co
mniej 30 cm nad w. w. na czop (dł. 8 cm), czop rozwidlony (przez c



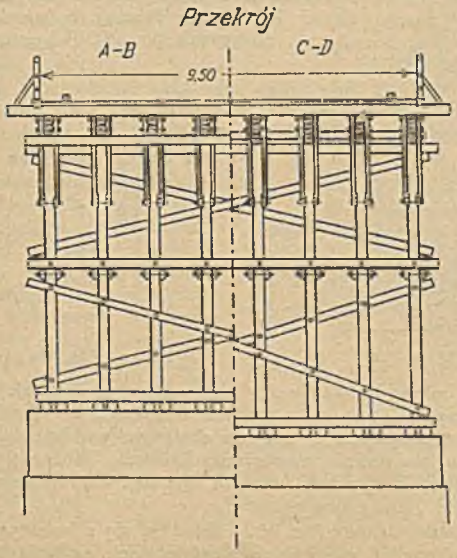


Fig. 61

oczep), też na klamry. Czasem oczep podwójny z 2 belek 24×20. W wysokości m. w., zaś dla $h > 5$ *m* też drugi raz wyżej, najczęściej w wysokości w. w., pale są połączone kleszczami 2 (12×24) do 2 (20×30). Między oczepem a kleszczami, względnie między dwiema parami kleszczy, zastrzały, gr. do 20 *cm* (fig. 60), dla $\alpha < 30$ w 2 rzędy, dla $h > 5$ *m* w dwa piętra (fig. 61). Wcięcia robi się w zastrzałach i kleszczach, nie w palach. Zastrzały opuszcza się, o ile jest opierzenie (dylowanie), jakie daje się od m. w. do 20 *cm* nad w. w. z dyli gr. 5—8 *cm* w odstępach 3—10 *cm*, lub z belek 8×12 do 14×20 w odstępach 10—15 *cm* (gdy większa kra). Pal przedni (stróż) obity często blachą lub uzbrojony kątownikiem.

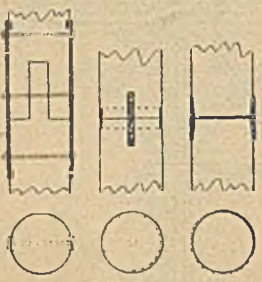


Fig. 62.

Jarzma podwójne mają 2 rzędy pali, zwykle pionowych, połączonych ryglami, kleszczami, zastrzałami, górą oczepem pojedynczym lub podwójnym. Z przodu i z tyłu najlepiej jeden pal. Pale należy rozstawić tem szerzej, im większa wysokość jarzma i im większe parcie poziome.

Dla mostów rozporowych chętnie używane są jarzma potrójne, przyczem pale zewnętrzne, ukośne, doprowadza się tylko do spodu zastrzałów.

Jarzma nasadzone stosuje się, gdy wysokość $h > 7$ *m*, lub część górna, łatwiej gnijąca, zostanie usunięta. Na pale ucięte w wysokości 0,2—0,4 *m* poniżej m. w. lub 0,2—0,5 *m* nad ziemią, o ile wody niema, nasadza się oczep, usztywniając styk silnie poprzeczkami, lub pale górne ustawia na dolnych przy pomocy kleszczy i klamr (fig. 59 *a*), rygli i poprzeczek na czop, lepiej na trzpień, i pierścień żelazny o szerokości 8—10 *cm* lub trzewik (fig. 62). Też wstawić można pale

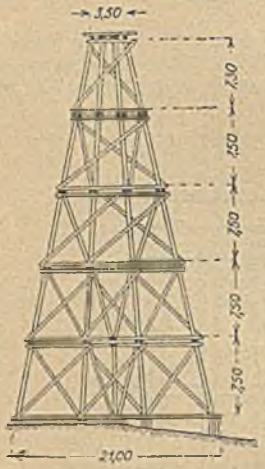


Fig. 63.

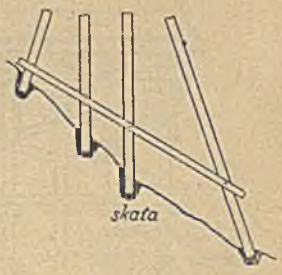


Fig. 64.

górne między dolne, łącząc je na kliny, zęby, podkładki. Dla $h > 12$ *m* buduje się jarzma piętrowe z pięter o wysokości 7—10 *m* (fig. 63).

Jarzma mostów stałych na gruncie skalistym umieszcza się na cokołach murowanych, na podwalinie zakotwionej śrubami. Można też wstawić pale w gniazda w skale i wypełnić betonem (fig. 64). Jarzma mostów tymczasowych por. dział: „Mosty tymczasowe".

Mosty rusztowaniowe (fig. 60 *b*) składają się z belek prostych lub rozporowych trójkątnych o niewielkich rozpiętościach, podpartych na jarzmach pojedynczych, połączonych ze sobą poziomymi kleszczami, zastrzałami, krzy-

żami podłużnemi. Jarzma oparte zwykle na progach, rzadziej na palach wbitych lub cokołach.

Przyczółki drewniane wstawia się możliwie głęboko w nasyp, by uniknąć parcia ziemi. Za palami w odstępach około 1 *m*, o dużych średnicach

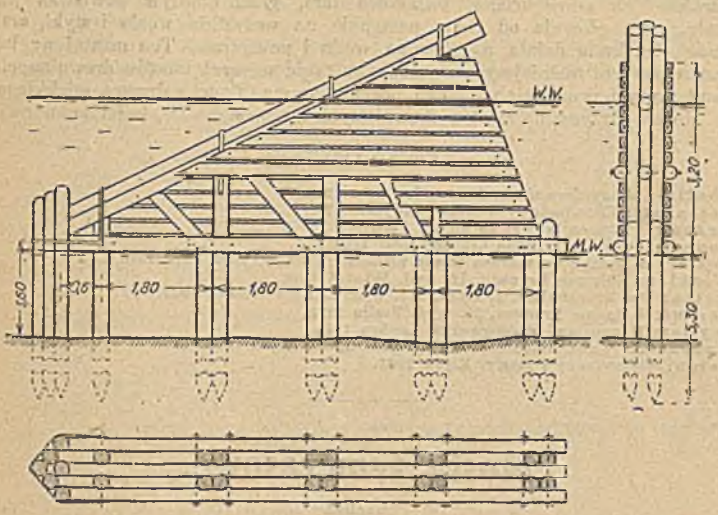


Fig. 65.

(łatwo gniją), połączonymi oczepem, umieszcza się bale poziome (fig. 32). Skrzydła zwykle ukośne z oczepem w płaszczyźnie stoku. Czasem osobno pale ze ścianką drewnianą, podtrzymujące parcie ziemi, osobno — tuż obok — jarzmo przyczółka. Gdzie grunt nie pozwala na pale, daje się podwaliny (leżnie) (fig. 33).

Dla $h > 3$ *m* należy pale zakotwić, najczęściej na drewniane kleszcze.

Przyczółki drewniane łatwo niszczeją, więc używane niechętnie. Dla mostów, które mają potrwać dłużej, lepiej zbudować przyczółki murowane.

Izbica (fig. 65 i 66) buduje się dla ochrony jarzm przed krą w odstępie 1—3 *m* przed jarzmami. Muszą być silne, stałe, dobrze przecinać lód. Składają się z pali bitych w odstępach 0,8—1,5 *m*, w 1, 2, 3 rzędy, zależnie od szerokości jarzma, usztywnionych bardzo mocno kleszczami, ryglami, połączonych górą silnym oczepem na czopy i opaski, osłoniętych dyliną. Oczep, nachylony 1 : 2 do 1 : 3, sięga 20—50 *cm* poniżej m. w. i o 50—100 *cm* ponad wysoką krę, z przodu chwycony często między 2 pale; uzbrojony jest kątownikiem, teownikiem, szyną, ewentualnie obity blachą. Ściany izbic mogą być pionowe, zakończone u góry nożem (fig. 65), lub — gorzej — ukośne. Izbice nasadzone są mniej silne, tem samem gorsze. Narzut kamienny bardzo pożądany.

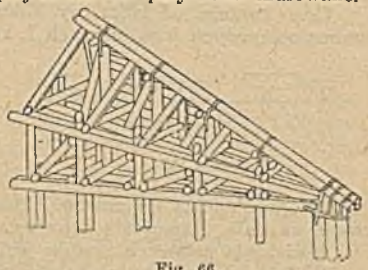


Fig. 66.

Utrzymanie mostów drewnianych. Kontrola powinna się odbywać corocznie, przy starych mostach 2 razy rocznie. Należy baczyć, by nie

robił się przy wjeździe próg (podsypywać), usuwać mech, zatykać otwory i szpary, badać stan gwoździ, śrub. Powłokę odnawia się dopiero po wykonaniu tych czynności.

Specjalną uwagę należy zwrócić na miejsca konstrukcji, najbardziej narażone na zawilgocenie, zwłaszcza tam, gdzie dopływ powietrza jest mały, więc głównie od dołu, następnie na wszystkie węzły i styki, oraz części, na które działa naprzemian woda i powietrze. Ten ostatni wzgląd jest u nas tem ważniejszy, że przeważna część naszych mostów drewnianych, zbudowanych w ostatnich czasach, posiada jarzma (filary) z drzewa miękkiego.

Koszta utrzymania mostów drewnianych wynoszą 2—3% kosztów budowy.

LITERATURA.

Thullie: Mosty drewniane. III. wyd. Lwów 1913.
Pszenicki: Kurs budowy mostów. Lit. 1925—26.
Aragon: Ponts en bois et en métal. Paris 1911.
Cooper: American railroad bridges. New York.
Foster: A treatise on wooden trestle bridges. IV. wyd. New York 1913.
Winkler: Hölzerne Brücken. II. wyd. Wiedeń 1887.
Melan: Der Brückenbau. I. Band. III. wyd. Lipsk i Wiedeń 1922.
Laskus: Hölzerne Brücken. II. wyd. Berlin 1922.
Seyller: Hänge- und Sprengwerke. Leoben 1913.
Hauska-Mijura: Holzbrücken aus Rundträgern. Wien 1924.
Paton: Dierewiannyje mosty. Kijów 1921.

Mosty tymczasowe.

Napisał
inż. dr. Stefan Bryła,
profesor politechniki, Lwów.

Mosty tymczasowe (prowizoryczne) buduje się:

a) dla celów budowlanych (rusztowania; por. dział: „Rusztowanie mostowe"), dla robotników lub dla transportu materjałów, *b*) w razie przebudowy mostu stałego, lub, o ile brak funduszów nie pozwala chwilowo na budowę mostu stałego, *c*) w razie zniszczenia tegoż; tu należą wreszcie *d*) mosty wojskowe. Te dzielą się na: polowe, pojazdowe, pływające (pontonowe), składane.

Czas trwania od kilku czy kilkunastu dni do kilku lat. Na kolejach normalnotorowych i na drogach I. klasy uważa się w zasadzie wszystkie

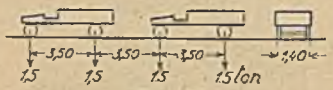


Fig. 67.

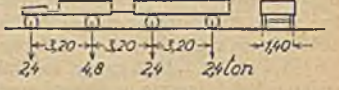


Fig. 68.

mosty drewniane za tymczasowe, które w miarę możności zostaną przebudowane na stałe. Naprężenia dopuszczalne por. str. 777.

Obciążenia polowych mostów wojskowych:

1. Zwykłe mosty polowe: Szereg samochodów 3 *t* (fig. 67), w odstępach 3,5 *m*, za sobą; obok tłum ludzi 260 *kg/m²*. 2. Ciężkie mosty polowe: Samochód 7,2 *t* z przyprzężonym wozem 4,8 *t* (fig. 68), obok tłum ludzi 400 *kg/m²*. 3. Kładki dla pieszych: Można przyjąć obciążenie 260 *kg/m²*. 4. Kładki dla jezdnych: 400 *kg/m²*. Szerokość jezdni mostów polowych 3,00 *m*; kładek dla pieszych 0,5 — 1,00 *m*; kładek dla jezdnych 2,00 *m*.

Mosty tymczasowe wykonane być mogą: *a*) z drzewa obrobionego na miejscu, *b*) częściowo z żelaza (zw. dźwigary dwuteowe, szyny), *c*) z częścio-

wem wykorzystaniem zdatnych do użycia części zniszczonej konstrukcji (np. żelaznej kratowej), *d*) z materjałów gotowych, tj. ze składanych części rozbieralnych (mosty pojazdowe, pontonowe, składane).

Mosty polowe są najprostszym typem. Mogą one być: *a*) na kozłach, *b*) na palach, *c*) dla większych obciążeń i rozpiętości na stosach czyli klatkach z podkładów lub belek.

Kozły (fig. 69) składają się z nóg, połączonych oczepem (kapturem), ryglami i zastrzałami na zaciosy, przy najprostszych konstrukcjach nawet na

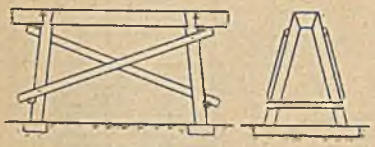


Fig. 69.

Fig. 70.

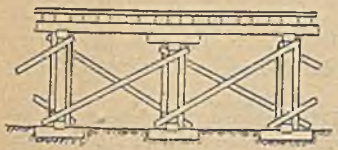


Fig. 71.

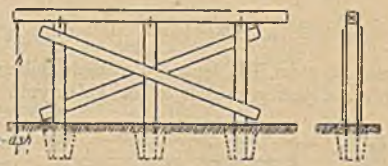


Fig. 72.

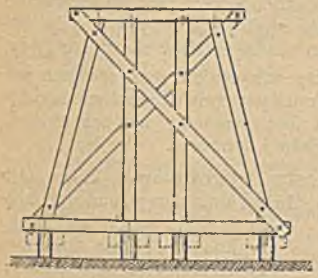


Fig. 73.

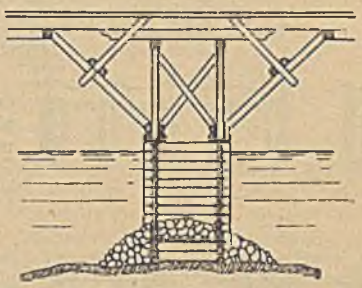


Fig. 74.

sznury. Używane w wodzie do 2,5—3,0 *m*, na suchym gruncie do 3,0—5,0 *m*; dla większych wysokości kozły podwójne (fig. 70). Czasem kozły z dyli (do 3,0 *m*), kozły murarskie, wreszcie kozły z podkładów i szyn.

Jarzma na palach mogą być: *a*) na podwalinach, ułożonych na ziemi (fig. 71), *b*) wkopane do głębokości $w = 0{,}3\,h$, dla $h < 3{,}0\ m$ conajmniej 1,0 *m* (fig. 72), *c*) na palach wbitych 1,0—2,0 *m* (por. też str. 792, fig. 60), *d*) nasadzone, np. na palach spalonego mostu (fig. 73), *e*) kaszycowe (fig. 74), *f*) zatopione w wodę i obciążone kamieniami, — tylko na twardem i gładkiem dnie, jako skrzyniowe, lub na platformach (fig. 75). Oczep łączy się z palami na klamry, kleszcze, trzpienie żelazne, kołki.

Podpory na klatkach (fig. 76), (stosach) z podkładów lub belek, układanych na krzyż i łączonych klamrami, są znacznie silniejsze i dlatego używane często przy prowizorjach kolejowych. Szybka robota, natomiast nadmiar materjału.

Podpory skrajne: na podwalinie, ułożonej w żwirku, na kamieniach, przy gruncie słabym na krótkich palach, a ustalonej przy pomocy wbitych z boku palików (fig. 77). Belki utwierdza się na oczepie przy najprostszej konstrukcji zapomocą sznurów i krótkich beleczek, dylinę na belkach gwoździami, ewentualnie przytrzymuje się listwą, utwierdzoną gwoździami, sznu-

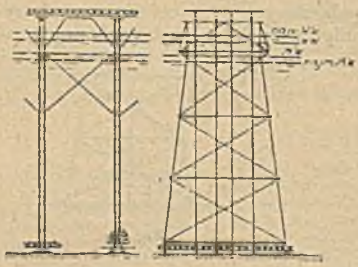


Fig. 75.

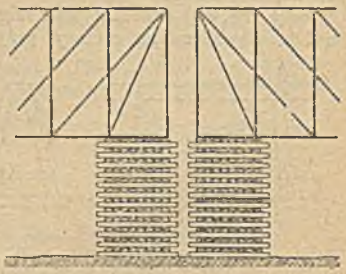


Fig. 76.

rami, drutem. Dla lepszego stężenia dobrze dać podciągi o średnicy $(^3/_4 d - d)$, gdzie d jest grubością belek głównych.

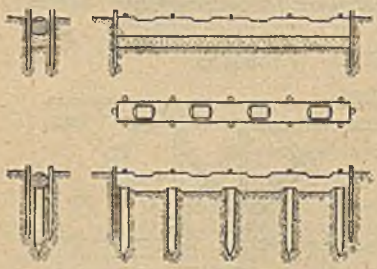


Fig. 77.

Belki główne pojedyncze lub podwójne, złączone śrubami lub klamrami utwierdzonemi w dwu prostopadłych do siebie kierunkach (str. 781, fig. 35).

Podobnie wykonywa się prowizorja w razie nagłej potrzeby, np. gdy wezbrana woda uniesie most istniejący.

Przy wszystkich tych mostach budowa musi postępować możliwie szybko, nieraz bez względu na oszczędność materjału i trwałość.

Mosty tymczasowe, które mają trwać dłużej, oraz przy budowie których dość czasu na lepsze wykonanie, różnią się od stałych nie tyle konstrukcją, ile większemi naprężeniami dopuszczalnemi, oraz prawie wyłącznem użyciem okrąglaków. Dotyczy to przeważnie np. budowanych u nas mostów drewnianych na drogach I. klasy. Prócz belek pojedynczych na siodełkach, ewentualnie z zastrzałami, nadają się tu także dźwigary złożone (zwłaszcza klockowe), o ile budowa nie jest nagła, oraz rozporowe, też dźwigary żelazne (dwuteowe), jeżeli są do dyspozycji; pozwalają bowiem na łatwe przykrycie znaczniejszych rozpiętości (fig. 78).

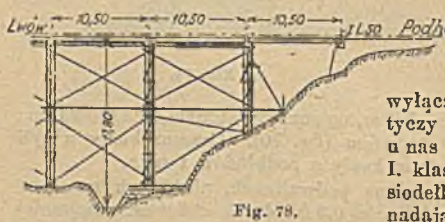


Fig. 78.

Prowizorjum, budowane w razie zniszczenia mostu, całkowitego lub częściowego, zależy od konstrukcji zniszczonego mostu, oraz od rodzaju i wielkości uszkodzenia. Staramy się tu zwykle o zużytkowanie tych jego części, które do tego celu się nadają, najczęściej przez podniesienie opadniętych części przęseł żelaznych i oparcie na przyczółkach, filarach, oraz na

dobudowywanych podporach drewnianych. Jest to możliwe, jeżeli rodzaj uszkodzenia przęsła pozwala na to, jeżeli głębokość rzeki nie jest zbyt znaczna, jeżeli wysokość spadu nie jest zbyt wielka, wreszcie, jeżeli belki, spadając, nie odsunęły się zanadto od osi mostu.

Podnoszenie konstrukcji żelaznej zazwyczaj wykonywa się przez stopniowe podnoszenie belek i ustalanie ich na filarach stosowych (klatkowych) z podkładów, które stopniowo powiększa się, dodając wciąż nowe rzędy podkładów (fig. 79). Stosy albo zostają jako tymczasowa podpora, albo, po do-

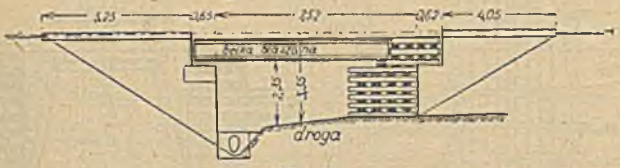


Fig. 79.

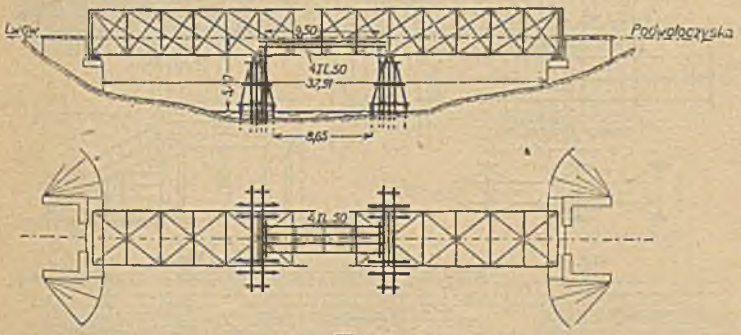


Fig. 80.

prowadzeniu konstrukcji żelaznej do ostatecznego położenia, buduje się zwykłe filary jarzmowe z okrąglaków, rozbierając stosy. Części brakujące można uzupełnić dźwigarami żelaznemi o odpowiedniej wielkości, również umieszczonemi na osobnych palach tychże jarzm lub konstrukcją drewnianą (por. np. prowizorjum mostowe na Gnieznie; fig. 80).

Przy mostach i przepustach betonowych i kamiennych, których części pozostały, można wstawić prowizoryczną konstrukcję drewnianą na kozłach, stosach (klatkach); tu nadają się też niekiedy belki rozporowe (fig. 81).

O ile są do dyspozycji dźwigary żelazne, można umieścić je na jarzmach drewnianych, przykrywając nimi otwór (fig. 82).

Fig. 81.

Również z drzewa wykonać można w całości tymczasową rekonstrukcję przepustów zupełnie zniszczonych (fig. 83 i 84).

Mosty pojazdowe p. w wykazie literatury: „Mosty pojazdowe, instrukcja saperska".

Mosty pływające. Zalety: taniość budowy i utrzymania, łatwe dostosowanie do zmiany wysokości wody, łatwa manipulacja. Do wylądowania służą mostki lądownicze, oparte przegibnie na brzegu i na pontonie, łączącym konstrukcję pływającą z brzegiem; zwykle największy spadek ich przyjmuje się dla przejazdu 5%.

1. Promy. Promy używane są, gdy ruch jest zbyt mały, aby opłaciła się budowa mostu. Mogą one być:

a) na linie (cumie), rozpiętej między brzegami;

b) na krążku; cuma napięta silnie nad wodą, na niej wspiera się krążek promowy;

c) wahadłowe (fig. 85) na linie, zakotwiczonej w nurcie, o długości $l = (1{,}5-2)\,b$, przyczem b jest szerokością rzeki; te promy poruszają się pod wpływem prądu, uderzającego skośnie, przez odpowiednie nastawienie;

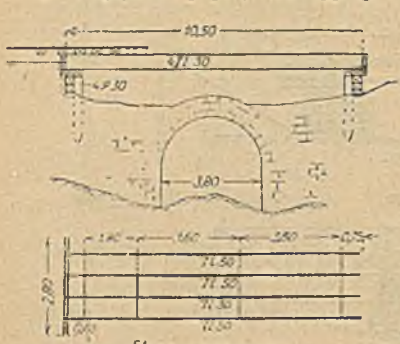


Fig. 82.

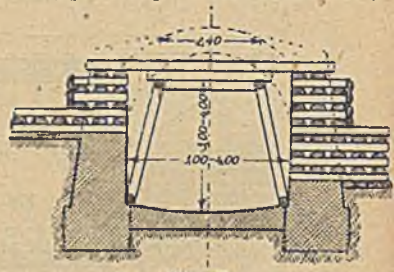


Fig. 83.

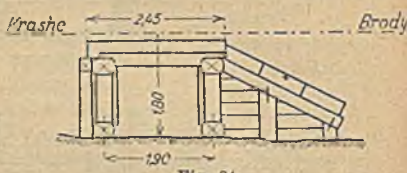


Fig. 84.

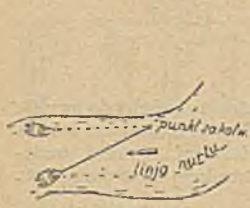


Fig. 85.

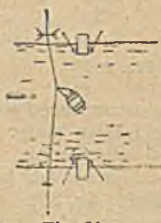


Fig. 86.

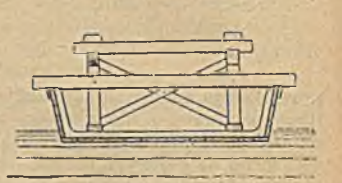


Fig. 87.

d) przeciągane liną z jednego brzegu na drugi, zapomocą liny przechodzącej przez krążki, utwierdzone na brzegach (fig. 86);

e) holowane.

2. Mosty pływające właściwe wykonywa się na statkach (pontonach), rzadziej na tratwach, beczkach, cylindrach żelaznych.

a) Mosty na statkach (pontonach). Statki drewniane mają zazwyczaj przekrój prostokątny, zakończony dziobem. Ściany należy silnie stężyć żebrami i rozporami. Belki mostowe wspierają się na rusztowaniu, rozdzielającem ciężar możliwie jednostajnie na dno (i ściany) przy pomocy kozłów i podwalin (fig. 87). Lepsze statki (pontony) żelazne. Statki powinny być, o ile możności, równe wymiarami, szczelne (szpary wypełnić pakułami i osmołować) i możliwie łatwo dostępne we wszystkich częściach.

Udźwig jednego statku wynosi:

$$P = F z \gamma - G = \mu l_s b_s z - G \text{ (w tonnach i metrach)},$$

gdzie F — powierzchnia rzutu poziomego statku,

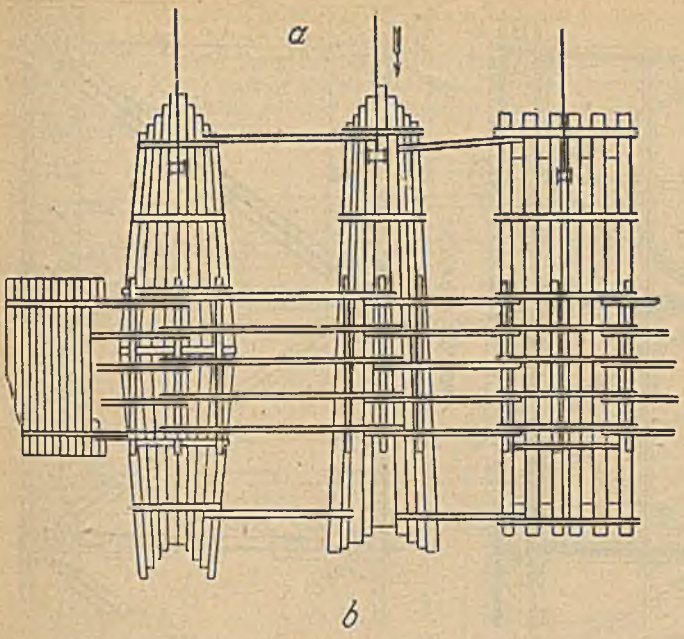


Fig. 88.

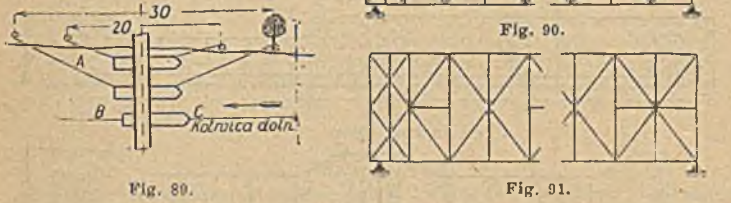


Fig. 90.

Fig. 89.

Fig. 91.

l_s wzgl. b_s = długość, wzgl. szerokość statku (prostokątnego),

z = głębokość zanurzenia,

μ = spółczynnik uwzględniający zaokrąglenia itd., zwykle $\mu = 0{,}8 - 0{,}9$,

G = ciężar stały statku z pomostem.

O ile belki przechodzą przez parę przeseł, mamy do czynienia z belkami ciągłemi na oporach poddających się. Belki, nawet wolno podparte, opiera

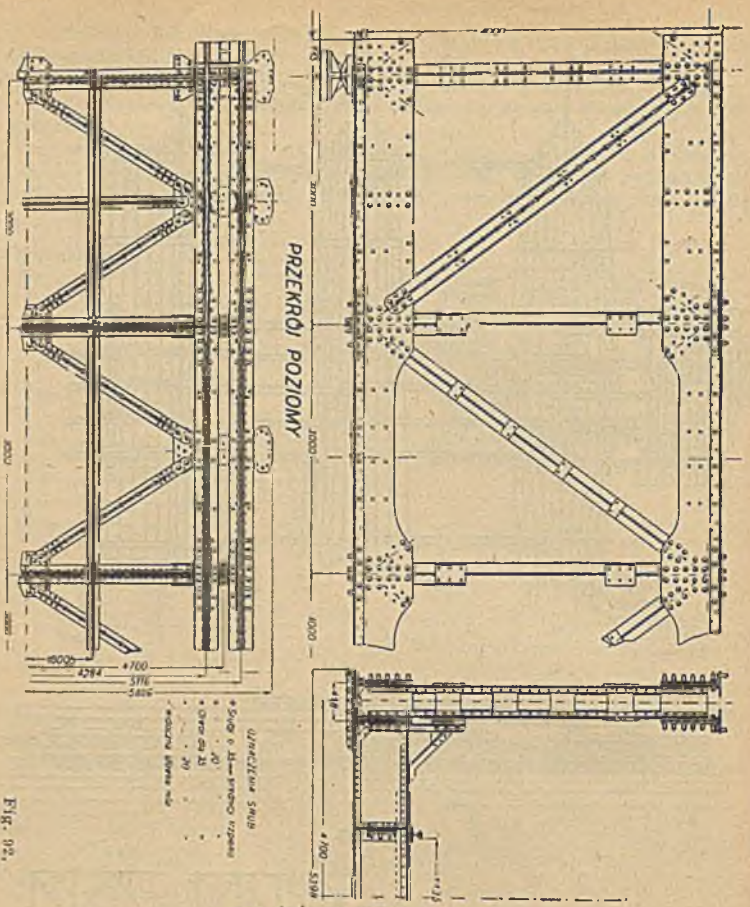

PRZEKRÓJ POZIOMY
pas końcowy prawy
6665
pas końcowy lewy
6000
pas środkowy
3045

Fig. 93.

się naprzemian, na jednym statku na jednym oczepie, na drugim statku na dwu oczepach.

Poszczególne statki utwierdza się na kotwicach od góry rzeki, nadto jeden na parę (4—5) statków też od dołu rzeki. Dwa lub trzy przybrzeżne statki, przy nieszerokich rzekach cały most, można przytwierdzić do pali i drzew przybrzeżnych (fig. 89).

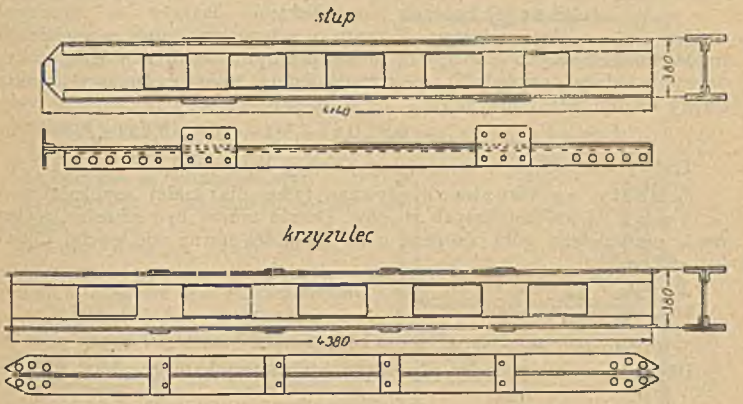


Fig. 94.

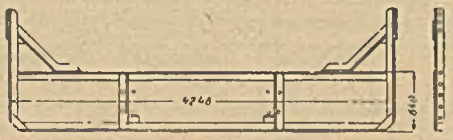


Fig. 95.

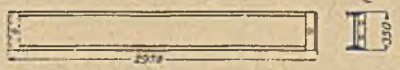


Fig. 96.

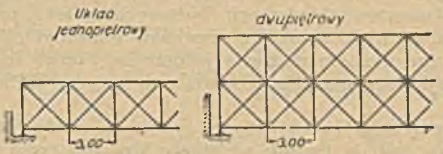


Fig. 97.

Przęsła przejazdowe (otwierane dla przepływu statków) najczęściej w nurcie, powinny mieć rozpiętości większe, zwykle do 12 *m*, natomiast przęsła sąsiadujące z niemi możliwie małe (do 4 *m*). Statki wyjazdowe (promy) powinny być łatwo zwrotne, statki sąsiadujące z nimi możliwie wielkie i silne. W mostach pływających o charakterze bardziej stałym otwieranie następuje często przy pomocy siły motorycznej.

b) Mosty na tratwach (fig. 88), używane tylko na prowizoryczne budowy, są najłatwiejsze do wykonania, natomiast wymagają dużo materjału i silnie ulegają prądowi i falowaniu wody. Belki w jednej lub dwu

warstwach łączy się ze sobą przy pomocy dyliny i belek poprzecznych na śruby, kołki, liny itd., układając je od górnej strony rzeki w ostrza o długości $^1/_4\ b$ (prąd słaby) do $^1/_2\ b$ (prąd silny), gdzie b jest szerokością tratwy. Pomost wzniesiony około 50 *cm* ponad wodę.

Niech V = objętość jednej belki $^1/_8\ l\ (d_1^2 + d_2^2)\ \pi = {}^1/_4\ l\ d_s^2\ \pi = \sim 0{,}8\ l\ d_s^2$

γ_w, wzgl. γ_d = c. gat. wody, wzgl. drzewa — d_1, d_2 i d_s są to grubości belki na jej końcach i w połowie —

μ = spółcz., zależny od czasu przebywania tratwy w wodzie, dla tratew krótkotrwałych $\mu = 1$, dla dłużej przebywających w wodzie $\mu = 0{,}8$ (tę cyfrę należy uwzględnić), to udźwig jednej belki, wchodzącej w skład tratwy (w tonnach i metrach):

$$P = \mu\ V\ (\gamma_w - \gamma_d) = 0{,}8\ .\ 0{,}8\ l\ d_s^2\ (1 - 0{,}6) = 0{,}25\ l\ d_s^2.$$

Tratwy ustawia się w rzece przy pomocy kotwic.

c) Mosty na beczkach używane tylko dla małej szybkości wody (< 1 *m*/sek.) i krótkotrwałych mostów. Beczki muszą być szczelne, z otworami, zamkniętymi górą czopem, o ile możności równe wielkością. Udźwig jednej beczki:

$P = \mu_1\ V\ \gamma_w = \mu_1\ V\ .\ 1 = \mu_1\ .\ V$, gdzie

V = objętość beczki,

$\mu = 0{,}5$—$0{,}8$, zależnie od stanu beczek; dla beczek żelaznych $\mu = 1$.

Używane są też podpory pływające z nieprzemakalnego płótna itd.

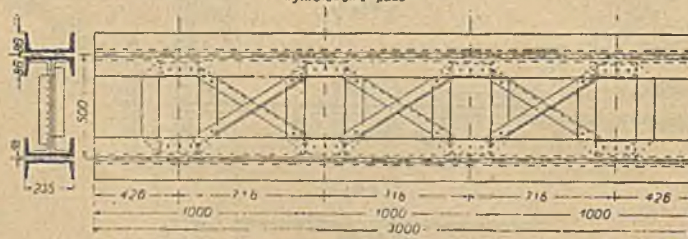


Fig. 98.

Żelazne mosty składane. Mosty składane (rozbieralne) składają się z żelaznych elementów składowych, łączonych ze sobą przy pomocy śrub. Elementy te muszą być stosunkowo niewielkie i niezbyt ciężkie z uwagi na łatwość przewozu, a nadto możliwie jednorodne i łatwe do łączenia z uwagi na możność szybkiego montażu. Używane są systemy Eiffla, Roth-Wagnera, Kohna i in.

W Polsce najczęściej spotykanym typem są mosty Roth-Wagnera. Schemat podany jest na fig. 90; podstawą jego jest część kraty równoległej o długości 3,0 *m*, ewentualnie w przedziałach skrajnych $\frac{1}{2}$ 3,0 = 1,5 *m*. Układy piętrowe por. fig. 91; układ wiatrownic (tężników) i przekroje poprzeczne por. fig. 92.

Używane są następujące rodzaje konstrukcji:

dla rozpiętości	do 45 *m*	układ jednopiętrowy	pasy podwójne
„ „	od 46,5 do 72,0 *m*	„ dwupiętrowy	„ „
„ „	od 73,5 do 84,0 *m*	„ „	„ potrójne

Elementy składowe posiadają $l < 6{,}5$ *m*. Są niemi: części *a*) dźwigarów głównych, *b*) pomostu, *c*) tężników, *d*) łożyska, *e*) śruby łączące.

a) Części dźwigarów: Elementem pasów jest blacha z nanitowanym kątownikiem. Dwa takie elementy stanowią jedną ściankę; składa się je tak, że styki ich są przesunięte (fig. 92). Końcowe części pasów por. fig. 93. Słupy i przekątnie są dwuteowe (fig. 94). Połączenia w węzłach na blachy węzłowe.

b) Części pomostu: Poprzecznice są blachownicami, element ich (połówkowy; por. fig. 95). Podłużnice są dwuteownikami (fig. 96).

c) Tężniki (fig. 92).

d) Łożyska są odlane ze stali.

e) Śruby są o średnicach 35 *mm* i 20 *mm*.

Mosty Kohna mają za podstawę element kraty równoległej wielokrotnej o długości 3,0 *m*. względnie 6,0 *m*. Układ jedno- i dwupiętrowy (fig. 97). Używane jako mosty kolejowe i drogowe.

a) Dźwigar główny. Elementem są części pasów o długości 3—6 *m*, wykonanych z 2 lub 4 ceowników w zależności od tego, czy belka jest jednoczy też dwuścienna. Styki elementów pasowych są przesunięte. Połączenie ich por. fig. 98. Słupy i przekątnie z kątowników. Połączenia w węzłach na blachy węzłowe.

b) Części pomostu; podłużnice i poprzecznice są blachownicami.

c) Tężniki są wykonane z kątowników.

d) Łożyska są odlane ze stali.

e) Śruby o średnicach 20, 26 i 35 *mm*.

Fig. 99 przedstawia widok, oraz przekrój poprzeczny mostu Kohna.

Najlepsze wykorzystanie materjału dają belki o rozpiętości podporowej 18—30 *m*.

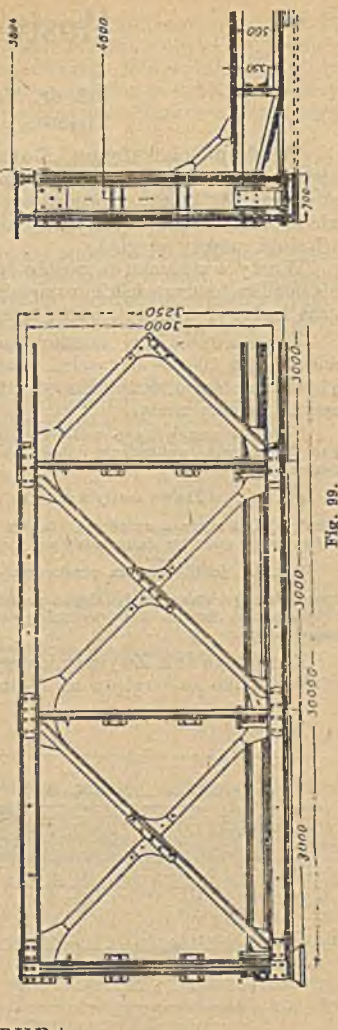


Fig. 99.

LITERATURA.

Głogowski: Mosty wojenne. Warszawa 1920.
Machlowski: Mosty polowe i organizacja ich budowy. Warszawa 1920.
Mosty wojenne. Cz. I. Mosty polowe. Warszawa 1920.
Wędziagolski: Mosty wojenne Warszawa 1920.
Czajka: Odbudowa zniszczonych mostów kolejowych. Warszawa 1923.
Dworakowski: Wojenne mosty drewniane. Lit. 1925—26.
Mosty pojazdowe. Instrukcja saperska. Warszawa 1925.
Normand: Roboty polowe (tłum. z franc.). Warszawa 1924.
Saper i inżynier wojskowy. Miesięcznik.
Laskus: Hölzerne Brücken. Berlin 1922.
Der Baningenieur. Tygodnik.
Paton: Wozstanowlenje razruszennych mostow. Cz. I. Dierewiannyje mosty. Kijów 1921.

Mosty kamienne.

Napisał

inż. dr. Maksymiljan Thullie,

profesor politechniki, Lwów.

Wiadomości wstępne. Korzyści mostów kamiennych: Mały wpływ ciężaru ruchomego w stosunku do ciężaru własnego, mała wysokość konstrukcyjna w kluczu, przeprowadzenie żwirówki przez most, możliwie małe niebezpieczeństwo przy wykolejeniu, mały koszt utrzymania, bardzo wielka trwałość, piękny wygląd.

Wady w stosunku do mostów żelaznych: Trudne do wykonania, względnie niemożliwe bardzo wielkie rozpiętości, kosztowne rusztowania i zwykle dłuższy czas budowy, większy ciężar, zatem większe obciążenie gruntu.

Wysokość. Przy mostach kolejowych zostawiamy powyżej przekroju normalnego 10—20 *cm* wolne, ewent. potrzebne miejsce na krążyny. Węzgłowia mostów o sklepieniu odcinkowem powinny leżeć najmniej 30 *cm* nad zwykłą wielką wodą.

Polskie przepisy o budowie i utrzymaniu mostów drogowych z r. 1926 brzmią: § 19. Najmniejsze wzniesienie dolnej krawędzi konstrukcji niosącej oznacza się w sposób następujący:

a) . . . . . Łukowe mosty kamienne i betonowe, o ile mają strzałkę mniejszą niż $\frac{1}{6}$ rozpiętości, a styczna nasadowa nie jest pionowa, należy założyć tak, ażeby zwierciadło najwyższego znanego stanu wody nie sięgało ponad węzgłowia.

W razie, jeżeli strzałka przekracza $\frac{1}{6}$ rozpiętości, nie powinno zwierciadło najwyższego znanego stanu wody sięgać ponad punkt, w którym promień poprowadzony pod kątem 30° ze środka koła, zakreślającego najniższą część podniebienia łuku, przebija podniebienie.

Rozpiętości. Zwyczajnie przyjmujemy w rzekach rozpiętości 25—30 *m*, większe tylko ze względu na żeglugę lub w razie znaczniejszych trudności fundowania, a to aż do 100 *m*. Mosty o większych rozpiętościach robi się zwykle żelbetowe lub betonowe; największe rozpiętości mostów kamiennych dochodzą do 90 *m*, w Polsce w Jaremczu na Prucie $l = 65$ *m*. Dla mostów lądowych przyjmuje się rozpiętości mniejsze, bo fundowanie filarów jest tańsze, a mianowicie rozpiętości zależne tu są od wysokości filarów w metrach $l = 6 + 0{,}4\,h$.

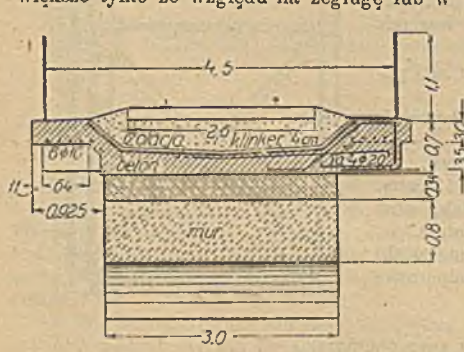


Fig. 100.

Szerokość mostu zależy od szerokości drogi i chodników. Szerokość sklepienia musi być taka, aby podparcie poręczy było dostatecznem, ewentualnie rozszerzenie na wspornikach (fig. 100).

Skrzydła. Boczne zakończenie nasypu stanowią skrzydła równoległe, ukośne lub prostopadłe. Aby skrócić długość skrzydeł równoległych, robimy stożki stromsze niż nasyp, mianowicie 1 : 1, a nawet 1 : $^2/_3$, w ostatnim wypadku kamienne. Czasem zanurzamy sklepienia w nasypie, oszczędzając na skrzydłach (fig. 101).

Rodzaj muru. Mosty kamienne budujemy albo z kamieni naturalnych albo sztucznych. Do pierwszych należą ciosy i kamień łamany, do drugich

cegły, beton i żelbet. Wybór zależy zwykle od warunków miejscowych. Ciosów, jako bardzo drogich, używa się obecnie rzadko i chyba do budowli ozdobnych i monumentalnych. Z kamienia łamanego robi się nietylko filary i przyczółki, ale i sklepienia — i to nawet dla wielkich rozpiętości. Na ściany zewnętrzne używa się zwykle kamienia obrobionego. Muru z cegły używa się bardzo rzadko.

Polskie przepisy o budowie i utrzymaniu mostów drogowych z r. 1926, § 50. Materjały. 1. Do budowy mostów kamiennych oraz kamiennych przyczółków i filarów należy używać kamieni naturalnych, a tylko w wyjątkowych wypadkach dobrze wypalonej cegły. Kamienie naturalne mogą być użyte jako kamień łamany lub ciosany.

3. Do wiązania kamieni należy używać zaprawy cementowej.

Ciśnienie dopuszczalne przyjmujemy mniejsze dla małych, większe dla wielkich rozpiętości, a to dlatego, by wymiary nie stały się zanadto wielkie; używamy też zato wtedy wyborowych materjałów. Zresztą wpływ ciężaru ruchomego jest przy większych sklepieniach mniejszy, a im większy ciężar własny, tem większy wpływ siły podłużnej, a mniejszy momentu.

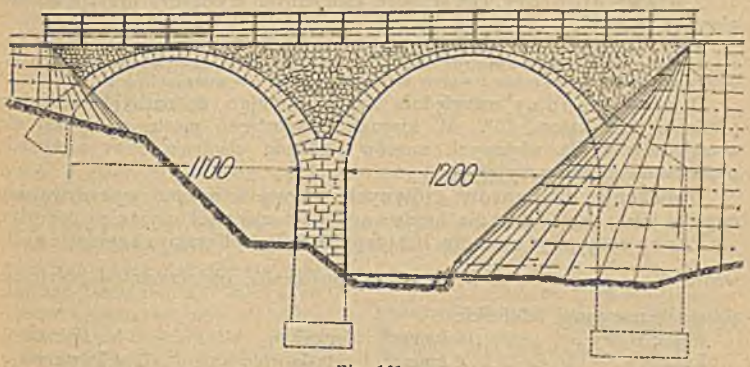


Fig. 101.

Dla małych i średnich rozpiętości możemy przyjąć następne ciśnienia w kg/cm^2:

	Ciśnienie mimośrodkowe	Ciśnienie osiowe
Zwykły mur ceglany na wapnie	8	7
Lepszy „ „ „ cemencie	10—15	8—10
Najlepszy mur ceglany z zendrówek na cemencie	20—25	15—20
Zwykły mur z kamienia łamanego na cemencie	20—30	12—18
Mur ciosowy	20—60	40
Beton 1 : 5 do 1 : 3	25—40	20—25
Mur z kamienia warstwowego	30—40	20—30

Dla większych rozpiętości przyjmuje się większe ciśnienia:

Most na Prucie w Jaremczu ($l = 65\ m$, cios)	27,5 kg/cm^2
„ „ dolinie Syra pod Plauen ($l = 90\ m$, kam. łam.)	49,5 kg/cm^2
„ „ Soczy w Salkanie ($l = 85\ m$, cios)	51 kg/cm^2
„ „ Addzie pod Morbegno ($l = 70\ m$, kam. łam.)	56 kg/cm^2
„ „ dolinie Syra (ze zmianą ciepłoty)	69 kg/cm^2
„ „ Valserine pod Bellegarde ($l = 80\ m$, cios)	80 kg/cm^2

Przepisy polskie o budowie mostów drogowych z r. 1926. § 53. 2. Dla sklepień z kamienia ciosowego należy przyjmować naprężenie dozwolone dla rozpiętości w świetle do 20 m równe $^1/_{25}$ wytrzymałości kamienia, dla rozpiętości w świetle ponad 25 m równe $^1/_{30}$ wytrzymałości kamienia.

4. Naprężenia dopuszczalne w przyczółkach i filarach nie powinny przekraczać $^1/_{25}$ wytrzymałości kamienia.

5. W sklepieniach mniejszych mostów o rozpiętościach w świetle, nie przekraczających 15 *m*, jako też w przyczółkach i filarach, na których spoczywają przęsła o rozpiętościach, nie przekraczających 25 *m*, można dopuścić następujące naprężenia:

Materjały	Naprężenia dopuszczalne
Mur ciosowy z granitu, porfiru, twardego piaskowca kwarcytowego	40 *kg/cm²*
Mur ciosowy z wapienia	30 *kg/cm²*
„ „ z piaskowca miękkiego	25 *kg/cm²*
„ z kamienia warstwowego	12—18 *kg/cm²*
„ zwykły	10—12 *kg/cm²*
„ z cegły wyborowej	12—20 *kg/cm²*
„ „ maszynowej	10—14 *kg/cm²*
„ „ zwyczajnej	8 *kg/cm²*

W powyższem przyjęto wszędzie zaprawę z cementu portlandzkiego 1 : 3.

Ciężar własny wyznaczamy na podstawie przybliżonego projektu z rysunku.

Zmiany ciepłoty. Dla sklepień kamiennych wystarczy przyjąć zmianę ciepłoty ± 15° C.

Przepisy polskie o budowie mostów drogowych z r. 1926. § 54. 2. Przy obliczaniu statycznem należy uwzględnić . . . . dla sklepień o rozpiętościach, przekraczających w świetle 20 *m*, także i wpływ zmian temperatury w granicach ± 10° C.

Ciężar ruchomy uwzględnia się, przyjmując, że nadsypka rozdziela ciśnienie pod kątem 45°. W kierunku podłużnym mostu zazwyczaj nie uwzględniamy dla większych mostów rozkładu ciśnienia. Przy rozkładzie przez beton można przyjąć 55°.

Obliczenie dźwigarów głównych. Mosty kamienne wykonywujemy zwykle jako sklepienia; dla bardzo małych rozpiętości używa się też płyt.

Przepusty płytowe (fig. 102; typy M. R. P.) obliczamy na zginanie wedle wzoru $W = \frac{M}{k}$, przyczem naprężenie dopuszczalne na złamanie k przyjmuje się wedle następnej tabliczki:

łupek iłowy	10 *kg/cm²*	granit	5 *kg/cm²*
kwarc	8 *kg/cm²*	piaskowiec średni . .	4,5 *kg/cm²*
bazalt	6 *kg/cm²*	łupek krzemionkowy .	2 *kg/cm²*
łupek łyszczykowy . .	5 *kg/cm²*	wapień	1,5 *kg/cm²*

Typy M. R. P. podają następne wymiary:

Klasa drogi	Rozpiętość w świetle	Grubość płyty *g*	Szerokość podparcia *b*
I i II	0,60	0,20	0,20
	0,80	0,25	0,25
III	0,60	0,15	0,15
	0,80	0,20	0,20
	1,00	0,25	0,25

Sklepienia obliczamy jako łuki sprężyste bezprzegubowe lub trójprzegubowe. Naprężenia wyznaczamy dla mostów mniejszych (do 20 *m*) zapomocą linji ciśnienia, dla większych na podstawie linij wpływowych. Linję ciśnienia wyznacza się zw. dla obciążenia zupełnego i dla obciążenia połowy sklepienia. Obciążenie do połowy, względnie nieco poza połowę, jest najniekorzystniejsze dla węzgłowia i dla przekroju w $^1/_4\ l$. Pierwsze koło wałka lub parowozu należy zatem umieścić w odległości 0,4 *l* od podpory. Obciążenie zupełne wywołuje najw. *H* i najw. *M* w kluczu. Przy sklepieniach obliczamy pasek o szerokości 1 *m*, przy odrębnych łękach musimy wyznaczyć, jaki ciężar przypada na jeden łęk.

Polskie przepisy o budowie i utrzymaniu mostów drogowych z r. 1926. § 54. 2. Przy obliczeniu statycznem należy uwzględnić najniekorzystniejsze działanie sił zewnętrznych, a dla sklepień o rozpiętościach, przekraczających w świetle 20 *m*, także

i wpływ zmian temperatury w granicach + 10° C. Spółczynnik rozrzerzalności można przyjmować równy 0,000.007 na 1° C, a spółczynnik sprężystości równy 60.000 *kg/cm*².

Przepusty. Przepusty płytowe kamienne tylko dla małych rozpiętości od 0,25 *m* do 1 *m* (fig. 102). Jeżeli rozpiętość większa, robimy wyższą część przyczółków wystającą o 0,1 *l* (fig. 103). Jeżeli i to nam nie wystarcza, buduje się przepusty podwójne (fig. 104). Grubość przyczółków $b = 0{,}4 + 0{,}3\,h$, najmniej

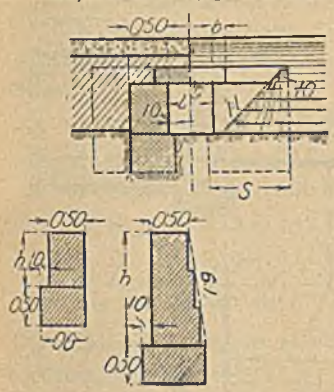


Fig. 102.

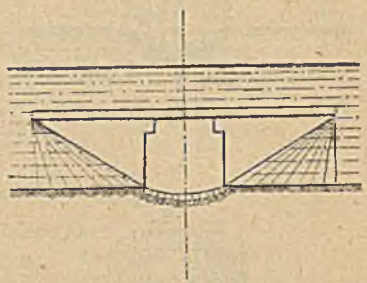


Fig. 103.

0,6 *m*, grubość filara średniego $b_1 = 0{,}6\,b$. Nadsypka wynosi przy kolejach conajmniej 0,8 *m*, przy drogach 0,3 *m*.

Przepusty sklepione budujemy dla $l > 1{,}00$ *m*. Sklepienie zw. półkoliste albo odcinkowe. Obecnie najczęściej przepusty betonowe, bo kamień musi być gładko obrobiony, aby uniknąć zamulenia, zaś szwy dobrze wypełnione, aby się woda przez nie nie dostawała do gruntu i nie podmywała.

Dla mniejszych rozpiętości wspólny fundament pod oba przyczółki (fig. 105), dla większych przy dobrym gruncie osobne fundamenty (fig. 106; typy M. R. P.). Dla oszczędzenia kosztów ścina się sklepienie przepustu w płaszczyźnie stoku, przez co zaoszczędza się na murach czołowych i skrzydłach (fig. 107).

Pod wysokiemi nasypami powiększa się stosownie do wysokości nadsypki u brzegów i w środku grubość sklepienia w kluczu o 0,2 h_1, gdy h_1 oznacza wysokość nadsypki nad grzbietem w kluczu. We Francji wzmacnia się sklepienie pierścieniami gęstszymi w środku, a rzadszymi pod stokami.

Małe przepusty dla małych ścieków są owalne (fig. 108) lub rurowe (fig. 109). Na dobrym gruncie kładziemy rury wprost na ziemię, na słabym na warstwę żwiru grubą do 15 *cm*, albo je podmurowujemy. Wyjątkowo używa się także rur z blachy falistej.[1])

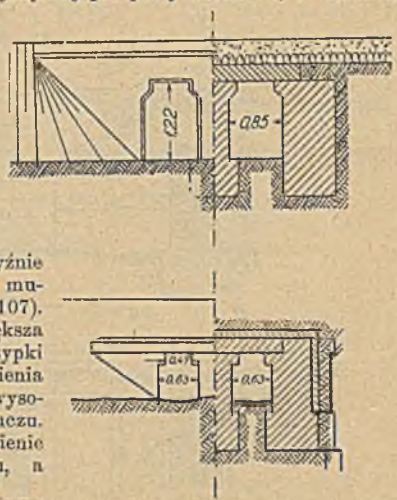


Fig. 104.

[1]) Por. Jasiewicz: „O zastosowaniu rur z blachy pod nasypami kolejowemi", Przegląd Techniczny 1902, str. 321.

Kształt i grubość łuku. Grubość sklepienia w kluczu. Rozpiętość i strzałkę wyznaczamy zwykle wedle skrajni lub wysokości wielkiej wody i niwelety, poczem przystępujemy do wyznaczenia grubości sklepienia

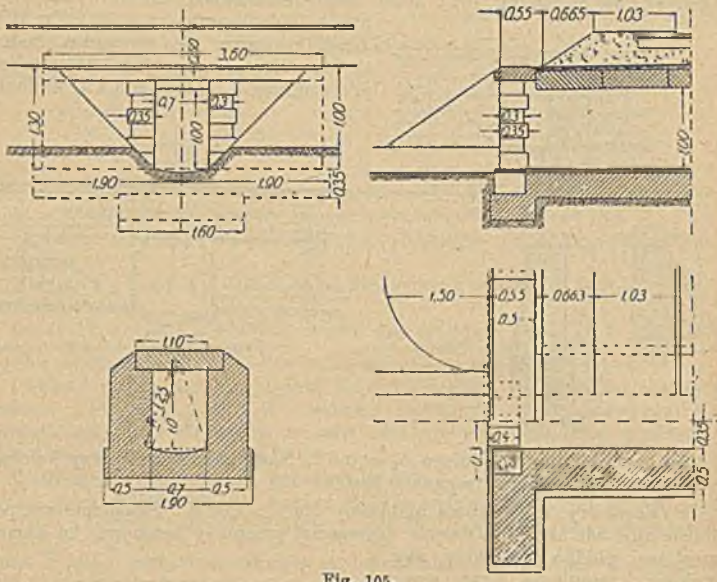


Fig. 105.

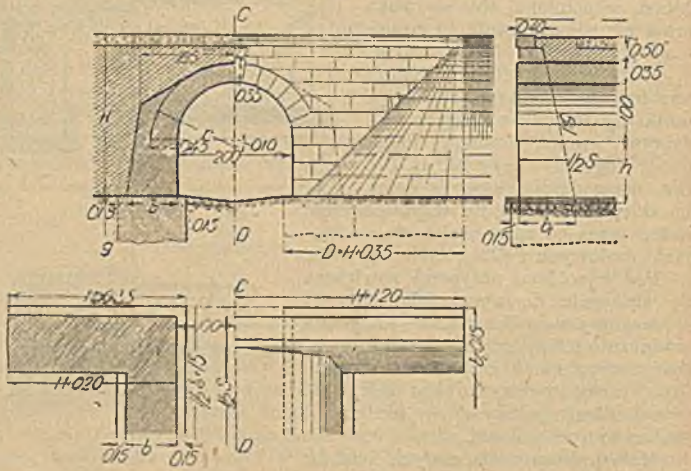


Fig. 106.

w kluczu i w węzgłowiu. Przy bezprzegubowem grubość rośnie od d_0 w kluczu ciągle do d_1 w węzgłowiu, tak, aby rzut pionowy szwów pozostał ten sam. Przy trójprzegubowem sklepieniu największa jest grubość d_2 w jednej czwartej rozpiętości.

Croizette Desnoyers podaje następne wzory, przyczem r_1 oznacza promień krzywizny w kluczu.

Dla sklepień półkolistych i eliptycznych:

$$\left.\begin{array}{ll} \text{mosty drogowe} & d_0 = 0{,}15 + 0{,}15\sqrt{2r_1} \\ \text{mosty kolejowe} & d_0 = 0{,}20 + 0{,}17\sqrt{2r_1} \end{array}\right| \quad \ldots\ldots (1)$$

Dla sklepień odcinkowych:

stosunek $f:l$	mosty drogowe	mosty kolejowe
1 : 4	$d_0 = 0{,}15 + 0{,}15\sqrt{2r_1}$	$0{,}20 + 0{,}17\sqrt{2r_1}$
1 : 6	$d_0 = 0{,}15 + 0{,}14\sqrt{2r_1}$	$0{,}20 + 0{,}16\sqrt{2r_1}$
1 : 8	$d_0 = 0{,}15 + 0{,}13\sqrt{2r_1}$	$0{,}20 + 0{,}15\sqrt{2r_1}$
1 : 10	$d_0 = 0{,}15 + 0{,}12\sqrt{2r_1}$	$0{,}20 + 0{,}14\sqrt{2r_1}$
1 : 12	$d_0 = 0{,}15 + 0{,}11\sqrt{2r_1}$	$0{,}20 + 0{,}13\sqrt{2r_1}$.

Wzory te ważne tylko dla $l > 10\,m$. $r_1 = \dfrac{l^2 + 4f^2}{8f}$.

Dla mniejszych rozpiętości poleca Heinzerling:

$$\left.\begin{array}{lll} \text{dla sklepień z ciosu, nadsypka} & h < 1{,}5\,m & d_0 = 0{,}40 + 0{,}025\,r_1 \\ \text{„ „ „ „ „} & h > 1{,}5\,m & d_0 = 0{,}45 + 0{,}03\,r_1 \\ \text{„ „ ceglanych, „} & h < 1{,}5\,m & d_0 = 0{,}43 + 0{,}028\,r_1 \\ \text{„ „ „ „} & h > 1{,}5\,m & d_0 = 0{,}51 + 0{,}033\,r_1 \\ \text{„ „ z kam. łam. „} & h < 1{,}5\,m & d_0 = 0{,}48 + 0{,}031\,r_1 \\ \text{„ „ „ „ „ „} & h > 1{,}5\,m & d_0 = 0{,}55 + 0{,}037\,r_1 \end{array}\right| \quad (2)$$

Séjourné przyjmuje dla większych sklepień:

$$d_0 = \alpha(1 + \sqrt{l})\,\mu \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (3)$$

Spółczynnik α przyjąć należy:

dla mostów drogowych
$\alpha = 0{,}12 - 0{,}18$, średnio 0,15,
dla mostów kolei normalnotorowych
$\alpha = 0{,}15 - 0{,}21$, średnio 0,185,
dla mostów kolei wąskotorowych
$\alpha = 0{,}14 - 0{,}20$, średnio 0,17.

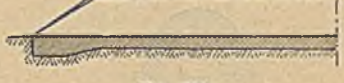


Fig. 107.

μ jest funkcją $\varphi = \dfrac{f}{l}$ i wynosi dla półkola 1,

dla elipsy zniżonej . $\dfrac{4}{3 + 2\varphi}$

„ odcinka . . . . $^4/_3(1 + \varphi^2)$.

Grubość w węzgłowiu d_1 przyjmuje Croizette Desnoyers:

dla łuku pełnego podwyższonego $\dfrac{d_1}{d_0} = 2$.

dla łuków eliptycznych dla $\dfrac{f}{l} = \dfrac{1}{3}\quad\dfrac{1}{4}\quad\dfrac{1}{5}$

$\dfrac{d_1}{d_0} = 1{,}8\quad 1{,}6\quad 1{,}4,$

dla łuków odcinkowych dla $\dfrac{f}{l} = \dfrac{1}{4}\quad\dfrac{1}{6}\quad\dfrac{1}{8}\quad\dfrac{1}{10}\quad\dfrac{1}{18}$

$\dfrac{d_1}{d_0} = 1{,}8\quad 1{,}4\quad 1{,}25\quad 1{,}15\quad 1{,}10.$

Séjourné przyjmuje dla elipsy $\frac{d_1}{d_0} = 1 + 2\frac{f}{l}$, dla odcinka jeżeli $\frac{f}{l} > \frac{1}{2\sqrt{3}}$ . . 2, jeśli $\frac{f}{l} < \frac{1}{2\sqrt{3}}$ . . . $1 + 2\left(\frac{f}{l}\right)^2$.

Powyższe wzory doświadczalne dają tylko wartości przybliżone. Najpewniejsze są wzory Séjournégo. Chcąc liczyć dokładniej, użyjemy jednego z poniżej podanych sposobów.

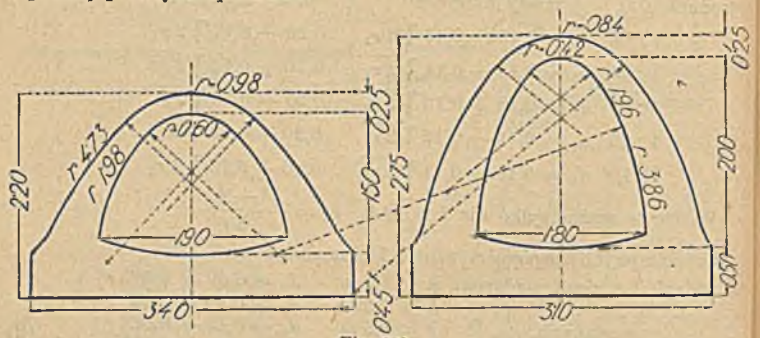


Fig. 108.

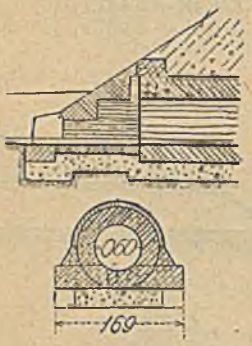


Fig. 109.

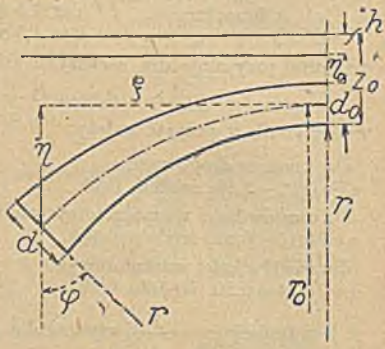


Fig. 110.

1. Sposób Melana. Jeżeli nadsypka w kluczu jest η_0 (fig. 10), a wysokość obciążenia z_0, to $H = z_0 r_0$. Jeżeli ciśnienie w kluczu przy jednostajnem rozdzieleniu jest σ_0, γ i γ_1 są ciężarami gatunkowemi muru i nadsypki, to $z_0 r_0 = z_0 (r_1 + d_0) = d_0 \sigma$, stąd

$$d_0 = \frac{(\gamma_1 \eta_0 + p) r_1}{\sigma - \gamma r_1 - z_0} \quad \ldots \ldots \ldots \quad (4)$$

wszystko w t i m. d_0 należy tymczasowo przyjąć. σ_0 należy przyjąć mniejsze niż dopuszczalne σ przy największem wychyleniu się linji ciśnienia. Przy obciążeniu połowy sklepienia ciężarem p_1 otrzymuje Melan, nazwawszy $w = \gamma_1 \eta_0 + \frac{1}{2} p_1$,

$$d_0 = -\frac{w}{2\gamma} + \sqrt{\frac{w^2}{4\gamma^2} + \frac{p_1 f}{2\gamma} \cos^2 \varphi} \quad \ldots \ldots \ldots \quad (5)$$

przyczem $\cos^2 \varphi = \frac{l^2}{l^2 + 4f^2}$.

2. Sposób Tolkmitta.

$$d_0 = \frac{0{,}15\,\gamma\,\frac{l^2}{f}\left(\eta_0 + \frac{p}{2} + \frac{f}{10}\right)}{10\,\sigma - 0{,}15\,\gamma\,\frac{l^2}{f}}, \quad \ldots\ldots\ldots \quad (6)$$

jeśli σ w kg/cm^2, reszta w t i m.

Dokładniej $d_0 = \frac{\gamma\, z_0\, r_1}{10\,\sigma_0 - \gamma\, z_0}$.

Jeżeli nazwiemy $m = \frac{z_0}{\frac{1}{8} + \frac{\gamma\, z_0}{10\,\sigma}}$, to $r_1 = \frac{l^2}{8} \cdot \frac{f+m}{fm}$.

Jednak ze względu na obciążenie jednostronne musi być także

$$d_0 \geqq 0{,}43\,\frac{p\,f}{d_0 + \eta_0 + \frac{p}{2} + \frac{f}{10}} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (7)$$

Przykład 1. Dane $l = 30\ m$, $f = 10\ m$, $\eta_0 = 0{,}8\ m$, $p = 1\ m$, $\sigma_0 = 12\ kg/cm^2$, $\gamma = 2{,}4\ t/m^3$. Mamy naprzód

$$d_0 = \frac{0{,}15 \cdot 2{,}4\,\frac{900}{10}\left(0{,}8 + 0{,}5 + \frac{10}{10}\right)}{10 \cdot 12 - 0{,}15 \cdot 2{,}4 \cdot \frac{900}{10}} = 0{,}85\ m,$$

więc $z_0 = 0{,}85 + 0{,}80 + \frac{1{,}0}{2} = 2{,}15\ m$,

$$m = \frac{245}{\frac{1}{4} + \frac{2{,}4 \cdot 245}{10 \cdot 12}} = 12{,}8, \quad r_1 = \frac{900}{8}\left(\frac{1}{10} + \frac{1}{12{,}8}\right) = 20\ m,$$

$$d_0 = \frac{2{,}4 \cdot 2{,}45 \cdot 20}{10 \cdot 12 - 2{,}4 \cdot 2{,}15} = 0{,}90\ m.$$

Dla obciążenia częściowego:

$$d_0 \geqq 0{,}43\,\frac{1 \cdot 10}{0{,}9 + 0{,}8 + \frac{1}{2} + \frac{10}{10}} = 1{,}34\ m.$$

Liczmy jeszcze raz; przyjmujemy $d_0 = 1{,}2\ m$.

$$d_0 \geqq 0{,}43\,\frac{1 \cdot 10}{1{,}2 + 0{,}8 + \frac{1}{2} + \frac{10}{10}} = 1{,}23,$$ co się dostatecznie zgadza z przyjęciem.

Według Melana otrzymamy:

$$d_0 = \frac{(1{,}8 \cdot 0{,}8 + 1)\,20}{120 - 2{,}4 \cdot 20 - 2{,}15} = 0{,}7\ m.$$

Przy uwzględnieniu obciążenia jednostronnego otrzymamy dla $p_1 = 1{,}2$, $w = 2{,}04$.

$\operatorname{dost}^2 \varphi = \frac{30^2}{30^2 + 4 \cdot 10^2} = 0{,}69$, $d_0 = \frac{2{,}04}{2{,}24} + \sqrt{\left(\frac{2{,}04}{2{,}24}\right)^2 + \frac{1{,}2 \cdot 10}{2 \cdot 2{,}4}\,0{,}69} = 0{,}95\ m$.

Wedle Melana otrzymujemy więc mniejszą grubość.

Kształt łuku. Oś łuku przyjmujemy w kształcie półkola, odcinka, elipsy, paraboli, łuku koszowego. Dla nieco większych sklepień przyjmujemy obecnie oś łuku w kształcie linji ciśnienia dla obciążenia ciężarem własnym i połową ciężaru ruchomego.

Linję ciśnienia, która ma wpadać w oś łuku, wyznaczamy wedle Köglera nazwawszy $\varphi = \frac{z - z_0}{6\,z_0} = \frac{z'}{6\,z_0}$ (fig. 111). Rzędne y należy odnieść na dół od poziomej przez oś w kluczu; równają się one spółczynnikowi, podanemu w tabl. 1, pomnożonemu przez f.

Tablica 1.

$x : \frac{l}{2}$	$\varphi = 0$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,1	0,0100	0,0072	0,0064	0,0060	0,0057	0,0054	0,0051	0,0049	0,0047	0,0046	0,0045	0,0044	0,0043
0,2	0,0400	0,0352	0,0320	0,0306	0,0285	0,0271	0,0259	0,0249	0,0241	0,0234	0,0228	0,0223	0,0217
0,3	0,0900	0,0810	0,0752	0,0710	0,0674	0,0643	0,0617	0,0596	0,0576	0,0560	0,0544	0,0531	0,0518
0,4	0,1600	0,1463	0,1369	0,1297	0,1237	0,1186	0,1143	0,1106	0,1071	0,1040	0,1013	5,0990	0,0967
0,5	0,2500	0,2308	0,2184	0,2082	0,1995	0,1921	0,1356	0,1803	0,1751	0,1708	0,1667	0,1628	0,1593
0,6	0,3600	0,3367	0,3213	0,3088	0,2973	0,2876	0,2794	0,2722	0,2658	0,2600	0,2549	0,2496	0,2447
0,7	0,4900	0,4649	0,4476	0,4328	0,4206	0,4097	0,4009	0,3920	0,3844	0,3777	0,3718	0,3658	0,3604
0,8	0,6400	0,6167	0,5999	0,5860	0,5739	0,5633	0,5539	0,5456	0,5382	0,5318	0,5256	0,5202	0,5151
0,9	0,8100	0,7936	0,7813	0,7713	0,7627	0,7550	0,7481	0,7420	0,7364	0,7314	0,7269	0,7226	0,7184
0,975	0,9506	0,9459	0,9420	0,9389	0,9361	0,9337	0,9315	0,9295	0,9276	0,9258	0,9245	0,9231	0,9220
1,0	1,000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000

Przyjmując linję obciążenia paraboliczną, otrzymamy wedle Färbera i Rittera, gdy nazwiemy $\xi = x : \frac{l}{2}$, $\eta = y : f$, $\varphi' = 1 + \varphi$

$$\eta = \frac{1}{\varphi'} \xi^2 (1 + \varphi \xi^2) \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (8)$$

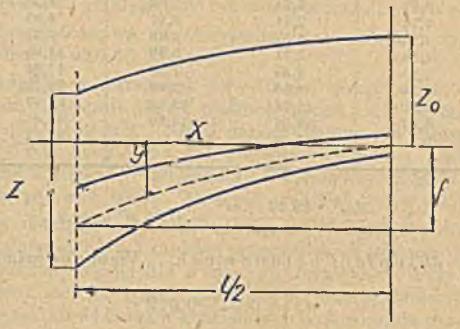


Fig. 111.

Łuki trójprzegubowe. Oś łuku, która ma wpadać na linję ciśnienia, wyznaczyć możemy, jak poprzednio. Grubość w kluczu i w węzgłowiu obliczymy także, jak poprzednio, dla obciążenia zupełnego, chodzi jeszcze o grubość d_2 w $\frac{l}{4}$. Tolkmitt otrzymuje $d_2 = 0{,}94 \frac{\gamma p l^2}{H} \cos \alpha$. Wstawiwszy wartość za H, otrzymamy:

$$d_2 = 0{,}73 \frac{p f}{z_0 - 0{,}5 p} \cos \alpha \quad \ldots \ldots \ldots \quad (9)$$

Mörsch wyznacza linję ciśnienia, a zarazem oś, w następny sposób. Wyznaczamy najpierw, począwszy od klucza, momenty ciężarów pasków (fig. 112)

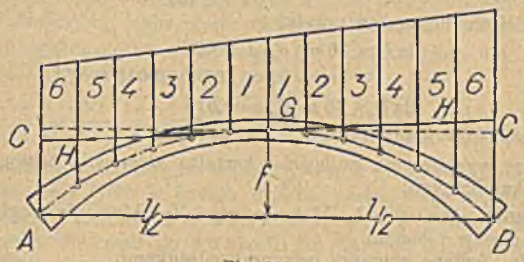


Fig. 112.

ze względu na poszczególne linje podziału zapomocą sił poprzecznych $M = \sum T \, dx$, aż do podpór A i B. Momenty w węzgłowiach niech będą M_a i M_b, wtedy mamy $M_a = H(f - c)$, $M_b = H(f + c)$, a stąd wyznaczymy H i c, przyczem dla obciążenia symetrycznego $c = 0$. $M : H = y$ oznacza odstęp punktów linji ciśnienia pod linją H.

Przykład 2. Dla sklepienia zaprojektowanego wedle fig. 113 ($l = 20{,}8$ *m*, $f = 3{,}2$ *m*) należy wyznaczyć dokładny kształt osi. Przyjmujemy $dx = \frac{l}{20} = 1{,}04$ *m*.

$x : \frac{l}{2}$	$P : dx$	$T : dx$	$T_{\text{śred.}} : dx$	$M : dx^2$	y w m
0	0,86	0	0,43	0	0
0,1	0,88	0,86	1,30	0,43	0,022
0,2	0,97	1,74	2,22	1,73	0,085
0,3	1,11	2,71	3,27	3,95	0,203
0,4	1,29	3,82	4,46	7,22	0,371
0,5	1,54	5,11	5,88	11,68	0,601
0,6	1,85	6,65	7,58	17,06	0,903
0,7	2,26	8,56	9,63	25,14	1,292
0,8	2,80	10,76	12,16	34,77	1,787
0,9	3,47	13,56	15,30	46,93	2,413
1,0	0	17,03		62,23	3,200

$$H = \frac{M_{10}}{f} = \frac{62,23 \cdot 1,04^2}{3,2} = 21,03\ m^3 = 50,5\ t.$$

Grubość sklepień betonowych. Wzór doświadczalny podaje Housselle

$$d_0 = 0,2 + 0,022\, r \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (10)$$

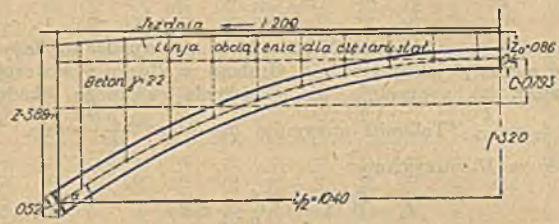


Fig. 113.

Dla płaskich mostów drogowych $\left(\frac{f}{l} = \frac{1}{10}\right)$ i dla sklepień, zbudowanych wedle linji ciśnienia, można przyjąć:

$$\left.\begin{aligned} \text{dla } l > 10\ m \quad d_0 &= 0,02\, l \\ d_1 &= (1,5 + 0,015\, l)\, d_0 \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots (11)$$

$$\text{dla } l > 30\ m \quad d_0 = 0,01\, l \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (12)$$

Dla przepustów kolejowych $d_0 = 0,033\, l + 0.1 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (13)$

Dokładne wyznaczenie grubości i kształtu sklepienia następuje, jak powyżej dla kamiennych.

Sklepienia. Materjał. Możemy użyć do sklepienia cegły, kamienia łamanego, ciosów i betonu.

a) Cegły. Zmianę grubości osiągamy odsadkami.

b) Kamień łamany. Szwy mają być cienkie przy kamieniu obrobionym (0,5—1 *cm*), grubsze przy nieobrobionym (2—3 *cm*). Do zaprawy używa się obecnie tylko cementu portlandzkiego 1 : 3 do 1 : 5.

c) Ciosy. Wysokość ciosów ma być, ile możności, równa grubości sklepienia g, $\frac{1}{2}\, g$ lub $\frac{1}{3}\, g$. Szerokość ciosów wynosi 30—60 *cm*, rzadko 75 *cm*.

d) Beton. Używamy zwykle mieszaniny 1 : 2 : 5 do 1 : 3 : 6. W miejscach, gdzie naprężenia są większe, w kluczu i w wezgłowiach mieszaniny tłustszej 1 : 2 : 4, nawet 1 : 1,5 : 1,5.

Wykonanie sklepień. Małe sklepienia sklepimy w całej grubości od przyczółków do klucza. Dla większych sklepień używa się rozmaitych sposobów, aby uniknąć otwarcia szwów podczas sklepienia i potem. Najpierw zostawia się w kluczu, w węzgłowiach i w szwach niebezpiecznych szwy otwarte, nawet przerwy, rozparte beleczkami, i zapełnia się je dopiero przed zdjęciem krążyn, a nawet i potem, i zamyka się sklepienie w kilku punktach równocześnie, przez co zmniejsza się też odkształcenie krążyn podczas budowy.

Dla $l > 40\ m$ wykonywa się sklepienia pierścieniami z zazębieniem naturalnem, wynikłem z układu klińców.

Beton układa się w warstwach 18—20 *cm*, prostopadle do podniebienia i ubija bijakami. Betonuje się w paskach takich, aby je można w jednym dniu wykonać (60—100 m^2). Jeżeli trzeba betonować dłużej, to albo robi się bez przerwy i w nocy albo też zostawia szczelinę, którą wypełniamy dopiero po ustaniu ruchów rusztowania. Sklepienie trzeba w pierwszych tygodniach często polewać wodą. Obecnie wchodzi też w użycie beton lany.

Przeguby ustalają linję ciśnienia i przeciwdziałają powstawaniu naprężeń wskutek zmiany ciepłoty i ruchów przyczółka. Konieczne przy niepewnym gruncie, a wskazane wogóle dla większych rozpiętości. Przy mostach murowanych używamy zawsze trzech przegubów, przy żelbetowych czasem dwu przegubów. Charakterowi mostów kamiennych odpowiadają przeguby kamienne (most kolei Drezno-Staremiasto; fig. 114) lub betonowe (najw. $k = 90\ kg/cm^2$).

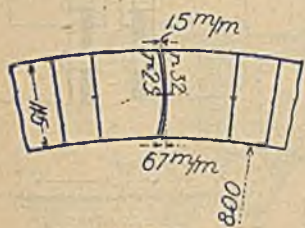


Fig. 114.

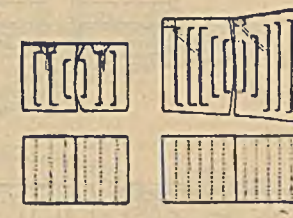


Fig. 115.

Często wstawiamy wkładki ołowiane o grub. 2 *mm*, ujęte w blachy mosiężne. Przy większych rozpiętościach używamy ciosów przegubowych żelbetowych (fig. 115). Nazwijmy k_m najw. dop. ciśnienie, P ciśnienie na jednostkę długości, E, E_1 spółczynniki sprężystości, R i R_1 promienie obu walców się dotykających, α połowę szerokości zetknięcia, to

$$\alpha = \frac{2P}{\pi k_m},\quad k_m = 2\sqrt{\frac{5P}{18\pi}\cdot\frac{EE_1}{E+E_1}\left(\frac{1}{R}+\frac{1}{R_1}\right)} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (14)$$

R_1 jest ujemne, jeżeli leży na tej samej stronie, co R. Ponieważ największe ciśnienie występuje tylko w bardzo wąskim pasku, więc można k_m przyjąć bardzo wysokie; dla żelaza możemy pójść aż do granicy plastyczności (2,2—2,4 t/cm^2), dla stali do 2,8 t/cm^2, dla kamieni do połowy wytrzymałości materjału.

Przeguby ołowiane, nieodpowiednie dla wielkich sklepień, składają się z warstwy ołowiu, zwykle 15—25 *mm*, przy wielkich ciśnieniach nawet 8 *mm* grubej. Zw. grubość płyty wynosi $\frac{1}{8}$ do $\frac{1}{12}$ szerokości płyty b.

Aby ołów nie wciskał się w pory kamienia, kładziemy zwykle między ołów a kamień blachę miedzianą lub mosiężną. Szerokość płyty $b = \frac{N}{60}$, jeżeli dopuszczamy ciśnienia na ołów 120 kg/cm^2. Jeżeli ciśnienie na cios ν,

a grubość sklepienia d, to $\nu = \frac{N}{b}\sqrt[3]{\frac{b}{d}}$. Resztę szwu zwykle wypełnia się zaprawą cementową po zdjęciu krążyn. Lepiej jednak zostawić przeguby otwarte. Przeguby ołowiane są dla mostów do 20 m rozpiętości bardzo dobre, dla średnich jeszcze możliwe.

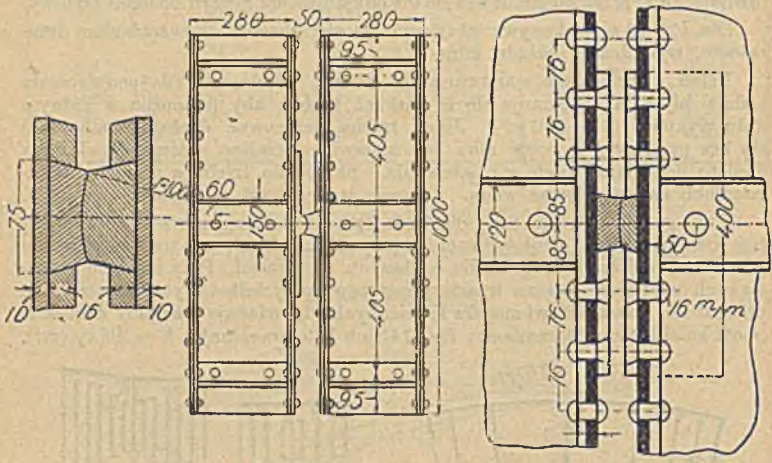


Fig. 116.

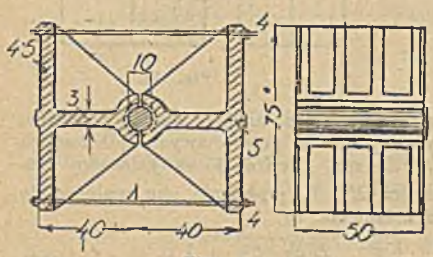


Fig. 117.

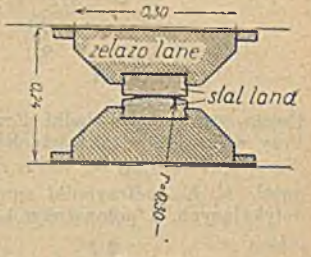


Fig. 118.

Przeguby żelazne są dobre ale drogie; podobne są do łożysk kołyskowych mostów żelaznych (fig. 116), czopowe (fig. 117) lub styczne (fig. 118).

Przy użyciu przegubów musimy dla umożliwienia ruchów urządzić też w nadmurowaniu i murach czołowych szczeliny, które należy odpowiednio przykryć blachami.

Nadmurowanie i mury pachwinowe. Nadmurowanie jest koniecznie potrzebne przy sklepieniach półkolistych, gdzie powiększa grubość sklepienia. Przy sklepieniach płaskich stanowi ono podstawę powłoki i reguluje odpływ wody. Zwykle wykonywamy je z kamienia łamanego lub chudego betonu.

Nadsypka. Przestrzeń między sklepieniem, murami czołowemi i powierzchnią drogi wypełniamy piaskiem i żwirem, wogóle materjałem przepuszczającym wodę, nigdy gliniastym. Czasem jako nadsypki używa się też betonu chudego (1 : 14 do 1 : 18), co jest jednak droższe.

Najmniejsza grubość nadsypki w kluczu wynosi:

	mosty murowane	betonowe
Mosty drogowe	45 *cm*	20 *cm*
„ kolei głównych	85 *cm*	75 *cm*
„ „ drugorzędnych	50 *cm*	45 *cm*
Kładki	0 *cm*	0 *cm*

W Niemczech grubość żwirówki pod podkładami wynosi

	najmniej	poleca się
dla mostów kolei głównych	20 *cm*	30 *cm*
„ „ „ drugorzędnych	15 *cm*	20 *cm*

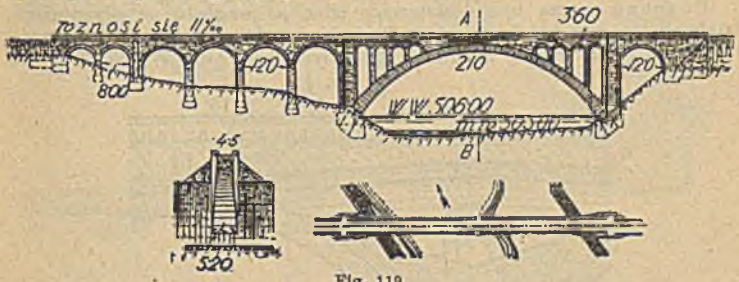


Fig. 119.

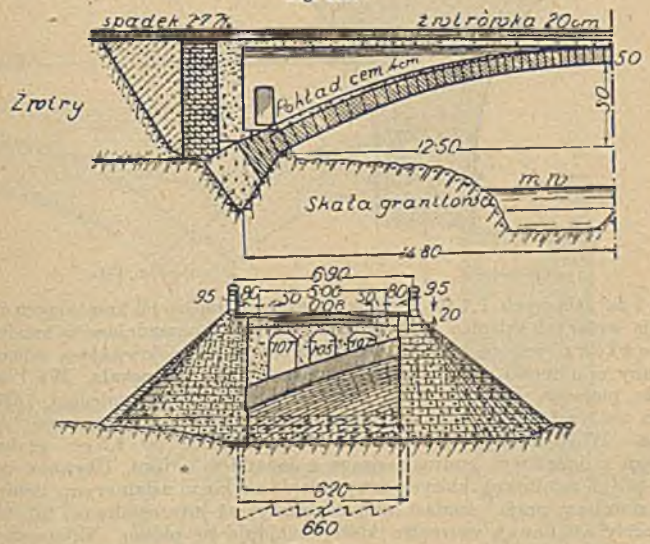


Fig. 120.

Przepisy polskie o budowie mostów drogowych z r. 1926. § 51. Nadsypka jezdni. 2. Grubość nadsypki z pomostem nie powinna w żadnem miejscu być mniejsza, niż 45 *cm*. 3. Spad poprzeczny jezdni należy dostosować do rodzaju użytego materjału.

Mury pachwinowe. Aby zmniejszyć objętość nadsypki przy mostach dla $l > 15\ m$, a w wiaduktach dla $l > 19\ m$, budujemy często w pachwinach mury, ograniczające komory, a przykryte płytami lub sklepieniami. Zmniejszają one ciężar własny mostu, umożliwiają lepsze odwodnienie i ładnie wyglądają. Mury pachwinowe mogą być poprzeczne (most na Prucie w Jaremczu; fig. 119) lub podłużne (fig. 120). Przy mostach jednoprzęsłowych i mo-

stach o $l > 40$ *m* spotykamy mury podłużne tylko wyjątkowo. Odstęp w świetle murów pachwinowych podłużnych wynosi średnio 1,3 *m*, rozpiętość sklepień pachwinowych poprzecznych wynosi średnio 3—4 *m*. Komory można przykryć skłepieniami lub płytami kamiennemi lub żelbetowemi. Mury pachwinowe przerywa się czasem otworami; wtedy mamy tylko filary odosobione.

Mury czołowe mają u góry grubość najmniej 40—50 *cm*. Powierzchnia wewnętrzna zwykle pochyła, nakryta powłoką aż do gzymsu. Należy obliczać je na parcie ziemi.

Gzyms główny nie powinien brakować nawet przy najskromniejszym moście, choćby w kształcie płyty nieco wysuniętej.

Poręcze muszą być dostatecznie silne ze względu na siły poziome, działające w wysokości oparcia. Grubość kamiennych poręczy najmniej 25—30 *cm*, żelbetowych 8—10 *cm*, żelaznych 4—5 *cm*. Wysokość wynosi

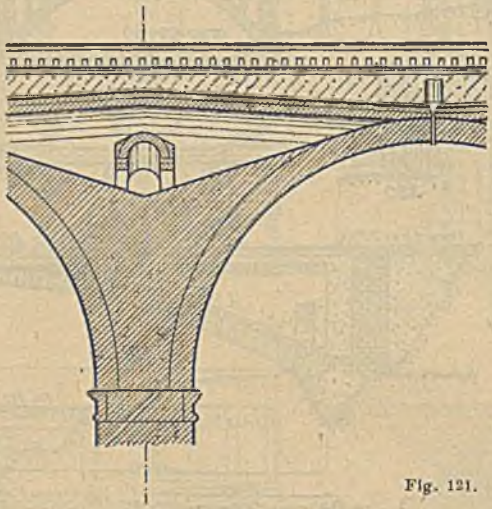


Fig. 121.

około 1 *m*, żelaznych 1,1 *m*. Poręcze żelazne są tańsze od kamiennych i wymagają węższych sklepień, architektonicznie więcej uzasadnione są kamienne.

Powłoka jest to warstwa nieprzepuszczalna, pokrywająca sklepienie lub inny mur mostu. Musi ona być sprężysta, aby nie pękała. We Francji zwykle pierwsza warstwa 3 *cm* składa się z zaprawy wapiennej, 1350 *kg* wapna na 1 m^3 piasku. Na tej warstwie ubitej układa się warstwę 1,5 *cm* asfaltu. W Niemczech dają dwie warstwy asfaltu po 1,5 *cm* grubości; pierwsza z dodatkiem gudronu, druga z dodatkiem żwirku. Używane są też płyty pilśni asfaltowej, których szwy zalepia się kitem asfaltowym. Ponieważ pilśń z czasem gnije, zamiast niej używamy też juty asfaltowej lub tektolitu, płyty asfaltowej, wewnątrz której znajduje się płótno. Najpewniejszą, ale najdroższą powłoką są płyty ołowiane 2 *mm* grube. Wszystkie te powłoki zakłada się na warstwie 2—3 *cm* grubej zaprawy cementowej 1 : 2 do 1 : 3, dobrze wygładzonej i wyschniętej, czasem na warstwie betonu 8 *cm* grubej lub na jednej lub dwu warstwach cegieł na cemencie. Na ściany pionowe daje się asfalt czysty bez piasku na warstwie 1 *cm* zaprawy wapiennej. Na powłoce nie można dawać ostrokanciastego żwiru, lepiej nakryć ją warstwą cegieł lub piasku.

Odwodnienie wykonywamy wedle zasady, że wodę odprowadzić należy drogą pewną i jak najkrótszą, ochronić ją przed mrozem, a urządzenia muszą być takie, aby rewizja była łatwa.

Odwodnienie powierzchniowe jest ważne zwłaszcza przy mostach drogowych. W tym celu dajemy powierzchni spadek poprzeczny dla żwirówki 40—60‰, dla bruku 24—30‰, dla chodników 12—20‰, oprócz tego spadek podłużny najmniej 1—2%. Por. jednak str. 754. Co 25 *m* należy odprowadzić wodę z rynien rurami spustowemi na zewnątrz.

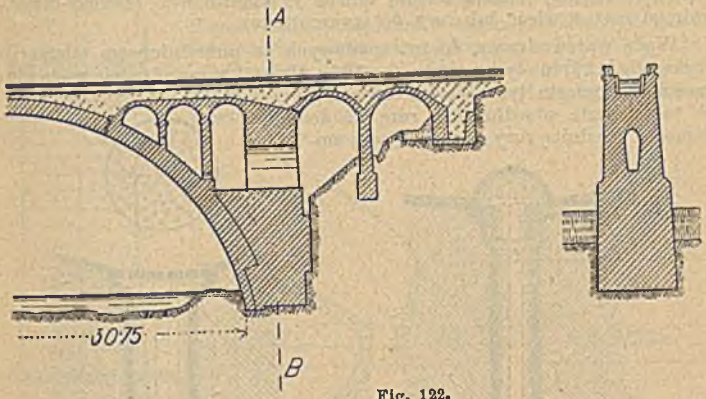


Fig. 122.

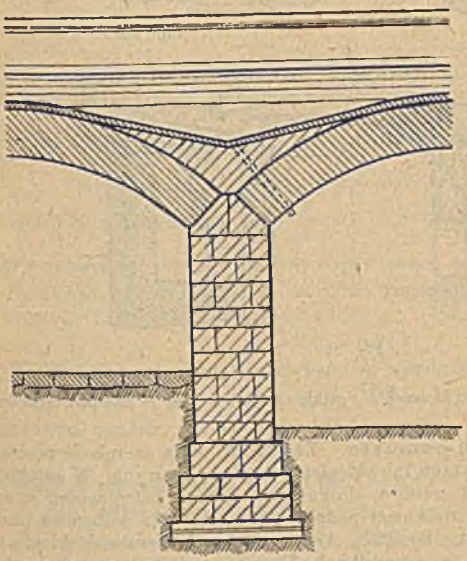


Fig. 123.

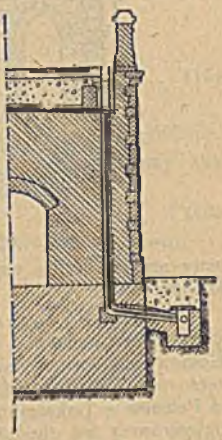


Fig. 124.

Odprowadzenie wody wsiąkającej może być rozmaite. Ilość wody przy mostach drogowych zależy od rodzaju pokrycia pomostu; przy mostach kolejowych należy przyjąć całą ilość wody opadowej jako wsiąkającą. Przy mostach o małej rozpiętości odprowadzamy wodę poza przyczółki (fig. 106). Warstwa kamienia o grub. 50—60 *cm* ułatwia odwodnienie. Przy dłuższych

mostach nadajemy nadmurowaniu spadek ku rurom odpływowym. Odprowadzić wodę możemy przez klucz (fig. 121), co robimy zazwyczaj tylko przy małych rozpiętościach, przez boki sklepienia (fig. 122) lub w pobliżu wezgłowia (fig. 123). Jeżeli pod sklepieniem jest droga lub ulica, odprowadzamy też wodę przez filar (fig. 124). W takim razie należy się starać urządzić tak odwodnienie, aby można każdej chwili je kontrolować (szeroki otwór, do którego można wleźć lub rury do wyjmowania).

Wodę wprowadzamy do rur spadowych za pośrednictwem talerza i koszyka (fig. 125) lub tylko rusztu (fig. 126). Czasem sprowadza się wodę równocześnie z pomostu tym samym otworem. W takim razie przedłużamy rurę aż do pomostu. Średnicę rury odwadniającej mo-

Fig. 125.

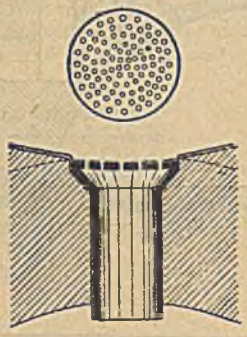


Fig. 126.

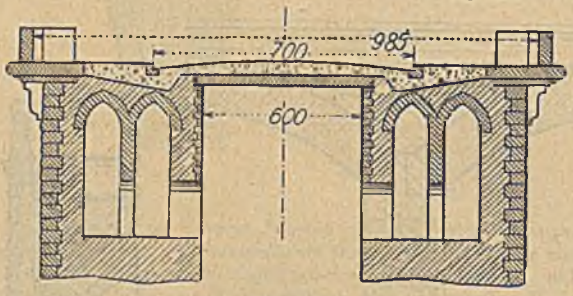


Fig. 127.

żemy przyjąć wedle wzoru $d = \sqrt{F}$, gdzie d jest w cm, F zaś powierzchnią odwodnioną w m^2.

Pomost. Podparcie pomostu. Zazwyczaj cała szerokość pomostu spoczywa na nadsypce, płytach lub sklepieniach pachwinowych. W ostatnich czasach podpierają pomost mostów drogowych dwoma sklepieniami w odstępie 5—6 m. Na części środkowej podpiera pomost płyta żelbetowa (most na Petrusse w Luksemburgu; fig. 127). Aby zmniejszyć szerokość sklepienia, umieszczamy też chodniki na wspornikach. Przy mostach kolejowych zmniejszamy wtedy szerokość sklepienia do 3,80 m, dwutorowych do 7,50 m, wąskotorowych do 3,70 m.

Szerokość pomostu zależy od szerokości drogi czy ulicy. W miastach szerokości bywają większe, nawet do 55 m.

Przyczółki i filary. Przy obliczeniu przyczółka musimy uwzględnić oprócz ciężaru własnego i nadsypki parcie sklepienia i parcie ziemi. Filary obliczamy, przyjmując jedno sklepienie obciążone, drugie nie. Wtedy linja

ciśnienia nie powinna wyjść z rdzenia. W razie zawalenia się jednego sklepienia, drugie nieobciążone działa jednostronnie; wtedy linja ciśnienia nie powinna wyjść z przekroju.

Kształt. Przyczółki mają kształt prostokątny tylko dla małych przepustów, zresztą nachylamy oś przyczółka wedle linji ciśnienia. Ściany wysokich filarów także nachylamy w kierunku podłużnym mostu, średnio 2%, w kierunku poprzecznym 2 – 5% (fig. 128).

Grubość przyczółków u góry przyjąć możemy wedle Melana dla $l \leqq 16\ m$ i nachylenia tylnej powierzchni 1 : 5.

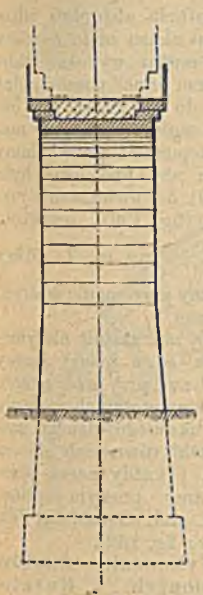


Fig. 128.

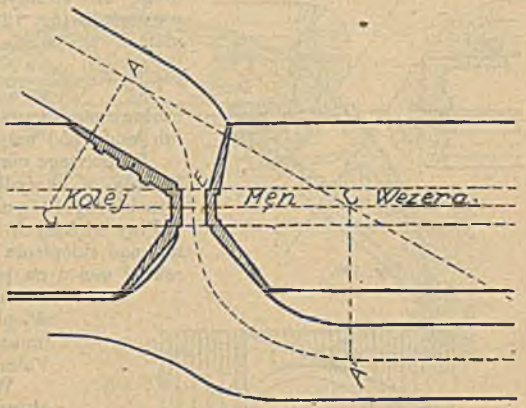


Fig. 129.

$$\text{dla sklepień półkolistych } b = 0{,}8 + 0{,}13\,l$$
$$\text{dla sklepień odcinkowych } \frac{f}{l} = \frac{1}{4} \quad b = 0{,}8 + 0{,}2\,l \qquad \ldots\ldots\ldots \quad (15)$$

Należy sprawdzić, czy wymiary są odpowiednie, przy pomocy linji ciśnienia.

Grubość filarów. Dla mostów rzecznych przyjąć możemy dla $40\ m > l > 15\ m$ grubość filara u góry

$$b = 2{,}0 + 0{,}07\,l \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (16)$$

Wedle Séjourné'go jeżeli nazwiemy h wysokość filarów do pomostu,

$$b = 0{,}1\,l + 0{,}04\,h$$
$$\text{dla mostów niskich } \quad b \leqq 0{,}125\,l \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (17)$$

dla sklepień półkolistych, $b = 0{,}125\,l$ do $0{,}1\,l$ . . . . . (18)

dla sklepień eliptycznych i odcinkowych.

Dla wiaduktów możemy przyjąć z Houssellem

$$b = 0{,}5 + 0{,}16\,l \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (19)$$

$$\text{Séjourné przyjmuje } \quad b = 0{,}2\,l + 0{,}04\,h$$
$$\text{dla małych } \quad b = 0{,}4 + 0{,}15\,l \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (20)$$

Jeżeli przyległe sklepienia mają rozpiętości nierówne, to grubość musi być większa 0,25 l do 0,3 l.

Głowice urządzamy przy filarach rzecznych. Dajemy im dla ułatwienia odpływu wody kształt półkolisty, eliptyczny lub ostrołukowy. Por. „Przy-

czółki i filary", str. 833. Głowice powinny wystawać około 0,5 *m* nad wielką wodę. Przykrywamy je czapką stożkowatą. Filary lądowe są w rzucie poziomym prostokątne, wzmacnia się je czasem przyporami. Jeżeli most jest w łuku, przekrój filarów jest trapezowy.

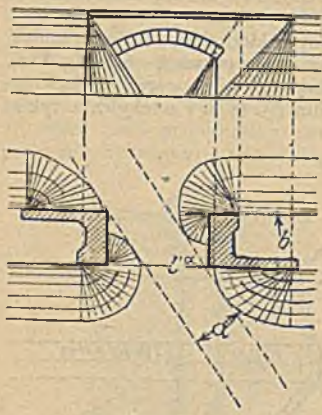


Fig. 130.

Sposoby uniknięcia sklepień ukośnych. 1. Jeżeli kąt ukosu mało co różni się od prostego, to można wykonać sklepienie proste, a potem ścinać poszczególne klińce równoległe do osi mostu. 2. Jeżeli kąt ukosu jest mniejszy, to przy małych mostach i przepustach przekładamy drogę lub strumyk, aby przecięcie było prostopadłe (fig. 129). 3. Powiększamy rozpiętość w świetle (fig. 130), przyczem $l + l' + e = \frac{a}{\sin \alpha} + b \cos \alpha$. 4. Mury czołowe zamieszczamy prostopadle do drogi lub wody pod mostem.

Wobec tego mają one kształt niesymetryczny, a skrzydła są z jednej strony wysokie (fig. 131), uż. zwł. przy przepustach. 5. Przy większych rozpiętościach możemy uniknąć sklepienia ukośnego, dzieląc szerokość mostu na paski równoległe do osi mostu i każdy pasek przesklepiamy prostym łękiem (most pod Sutterhaus na Volme; fig. 132).

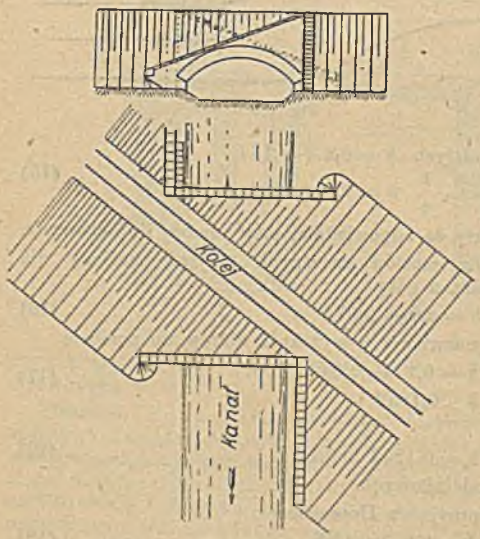


Fig. 131.

Wykonanie mostów sklepionych. 1. Rusztowania krążynowe. Rusztowanie krążynowe ma służyć jako podparcie nieukończonego sklepienia, powinno być więc mało odkształcalne i pod całym ciężarem sklepienia ma mieć kształt projektowany. Musi ono być tak ułożone, aby można zdjąć krążyny, łatwo je wreszcie ustawić i rozebrać. Rusztowanie krążynowe składa się z następnych części: 1. Krążyny, belki, niosące ciężar sklepienia. Górna część krążyny, mająca kształt podniebienia, nazywa się wieńcem. 2. Deskowanie, którego górna powierzchnia leży dokładnie w powierzchni podniebienia. 3. Przyrządy do zdjęcia krążyn. 4. Tężniki poprzeczne. 5. Rusztowanie podpierające, słupy.

Polskie przepisy o budowie i utrzymaniu mostów drogowych z r. 1926. § 55. Rusztowania krążynowe 1. Dla podtrzymania sklepienia przez cały czas budowy aż do zupełnego stężenia zaprawy, wiążącej kamienie, należy wykonać silne i pewne rusztowanie krążynowe, które oprócz ciężaru sklepienia powinno utrzymać bez widocznego odkształcenia ciężar maszyn roboczych i ludzi pracujących.

BIBLIOTEKA
BIURA PROJEKTOWANIA
PRZEMYSŁU CIĘŻKIEGO

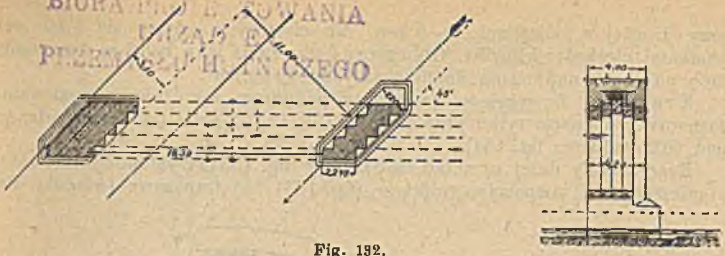


Fig. 132.

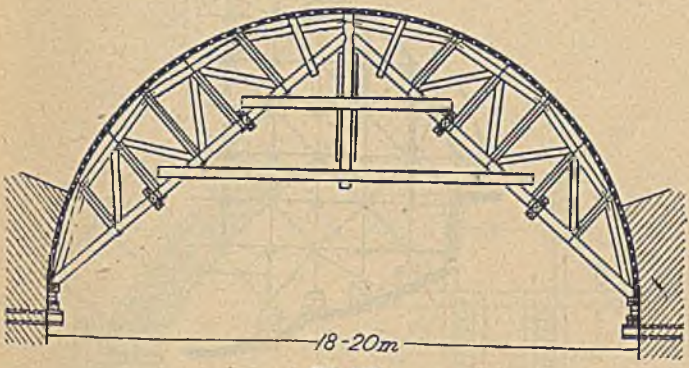


Fig. 133.

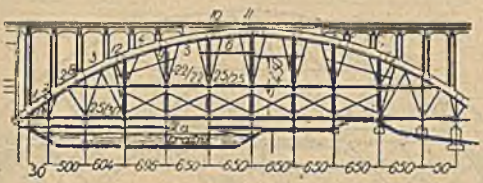


Fig. 134.

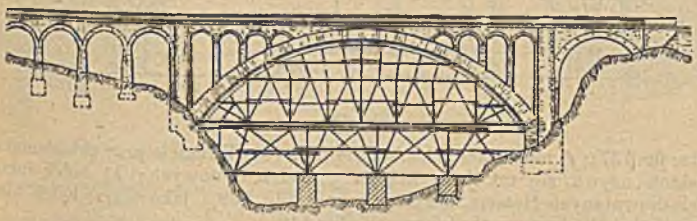


Fig. 135.

Zasady przy projektowaniu. Unikać zginania belek, lepiej dopuszczać tylko ciśnienie, poszczególne słupy, o ile możności, równomiernie obciążać, jak najmniej wykonywać połączeń.

Deskowanie dla sklepień ceglanych robi się z łat z odstępami 2—4 *cm*, przy kamieniu łamanym do 10 *cm*, dla betonowych daje się deski jedna

przy drugiej w odstępach 3—5 *mm*, dla ciosowych używa się belek pod środkami ciężkości klińców. Obliczamy deskowanie jako belki w dwu punktach podparte, naprężenia dopuszczamy do 60 *kg/cm²*.

Krążyny. Ze względu na punkty podparcia rozróżniamy rusztowania rozporowe, podparte tylko przy filarach (fig. 133) i stale podparte (na Izarze pod Grünwaldem; fig. 134).

Rozróżniamy dalej *a*) układ zastrzałowy (fig. 135) i *b*) słupowy (fig. 136), *c*) mieszany; *d*) rozpornice trójkątne (fig. 133); *e*) trapezowe (wiadukt Va

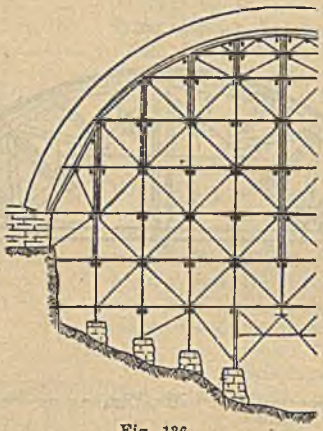


Fig. 136.

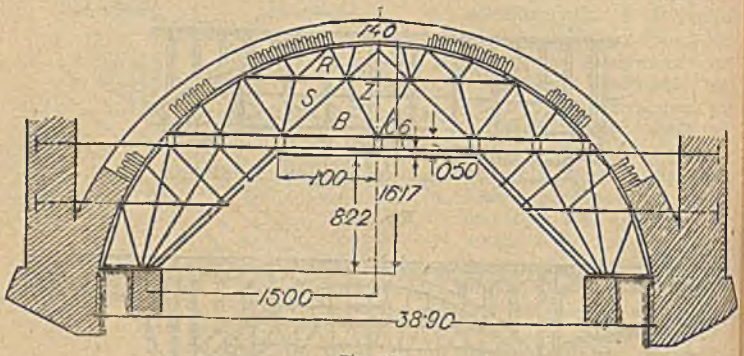


Fig. 137.

Mela; fig. 137); *f*) rozpornice wieloboczne (fig. 138). Wreszcie przy sklepieniach płaskich używa się też jako krążyn *g*) belek kratowych; *h*) belek łukowych drewnianych Hetzera, spajanych masą (fig. 139); jako też *i*) belek blaszanych lub *k*) kratowych żelaznych (fig. 140).

Odstęp krążyn wynosi 1—2 *m*, skrajną krążynę umieszczamy w odstępie do 0,5 *m* od czoła. Krążyny i rusztowania osiadają się, dlatego podwyższamy nieco krążyny w kluczu. Dla stale podpartych krążyn zniżenie klucza podczas murowania sklepienia wynosi $\Delta f = \frac{1}{200}(l - f)$, dla rozporowych $\Delta f = \frac{1}{100}(l - f)$.

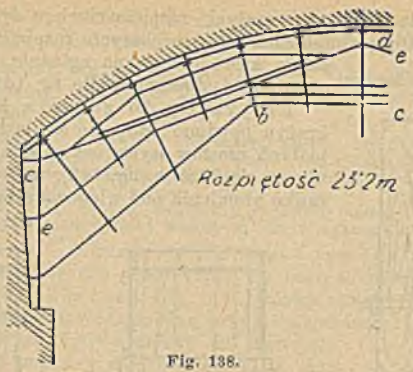


Fig. 138.

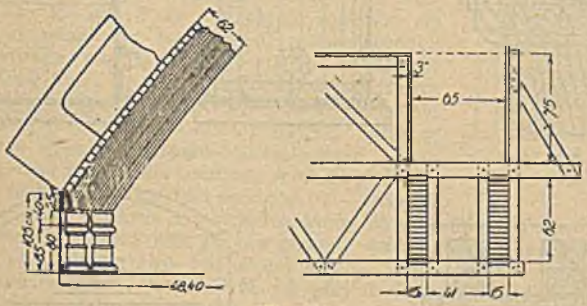


Fig. 139.

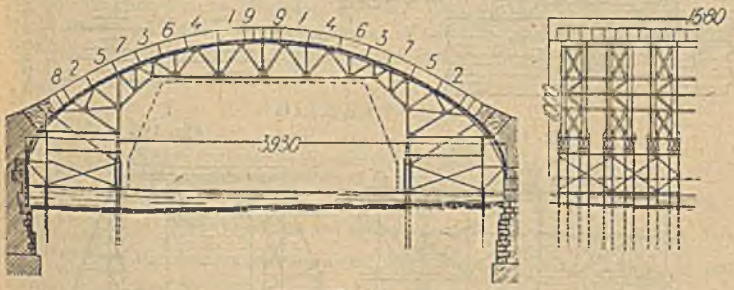


Fig. 140.

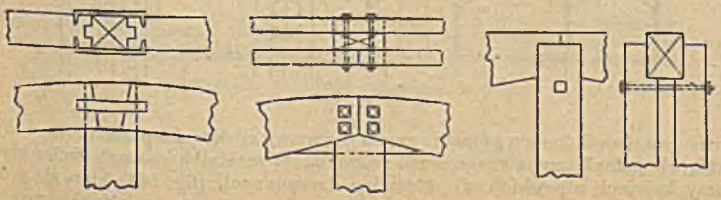


Fig. 141.

Wieniec składa się przy małych rozpiętościach z dyli u góry wycię tych wedle kształtu podniebienia. Przy większych rozpiętościach używamy belek, które pracują na zginanie. Połączenie z za strzałami i słupami wedle fig. 141.

Przyrządy do zdjęcia krążyn. Zdjęci krążyn powinno odbywać się bez wstrząśnień. Dl małych mostów wystarczą *a*) kliny, dla większych używa się *b*) śrub (fig. 142), umieszczonych w kie runku promienia pod wieńcem albo pionowo między

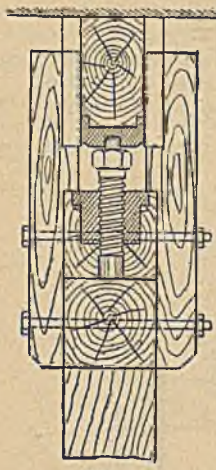
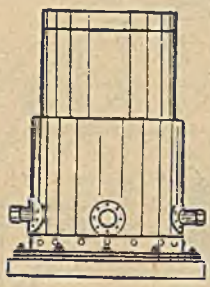


Fig. 142.



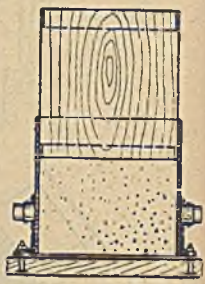


Fig. 143.

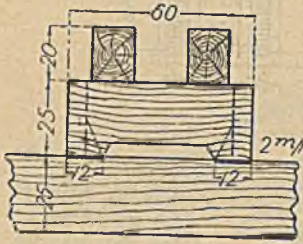


Fig. 144.

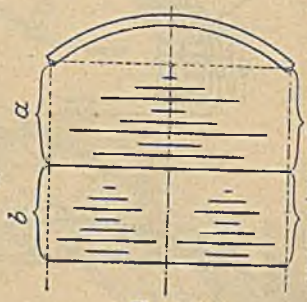


Fig. 145.

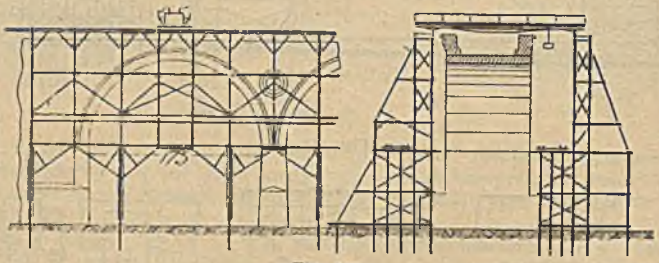


Fig. 146.

rusztowaniem dolnem a górnem; często używamy *c*) skrzyń z piaskem (fig. 143), których jednak trzeba strzec przed wilgocią. W ostatnich czasach Zuffer użył przy kolejach alpejskich *d*) strzemion drewnianych (fig. 144), które się pod cina i sprowadza zgniecenie podstawy strzemiona, a przez to zniżenie krążyn

Wreszcie używa się też wind hydraulicznych, składających się z walca z tłokiem, do którego pompuje się wodę, a potem ją wypuszcza.

Sposób spuszczania krążyn wskazuje fig. 145. Przy sklepieniach bezprzegubowych zaczynamy zniżenie w kluczu, przy trójprzegubowych w jednej czwartej rozpiętości.

Polskie przepisy o budowie i utrzymaniu mostów drogowych z r. 1926. § 55. 3. Podparcie krążyn na rusztowaniu należy urządzić w ten sposób, ażeby przy rozbieraniu nie wywołać szkodliwych wstrząśnień sklepienia, a zarazem, ażeby obniżenie krążyn mogło się odbywać spokojnie i stopniowo.

4. Czas usunięcia krążyn oznaczy techniczny kierownik budowy .... W każdym razie czas ten nie może być mniejszy, niż 1 miesiąc od chwili wykonania sklepienia.

2. Wykonanie. Rusztowanie wykonawcze. Dla wykonania sklepień potrzebne są osobne rusztowania, na których poruszają się żórawie. Budujemy je z obu stron mostu (fig. 146). Odstęp słupów 4—9 *m*, wysokość pięter 5—8 *m*. Przy obliczaniu można przyjąć naprężenie 120 *kg/cm*^{2}.

Wykonanie sklepień zależy od materjału. Obecnie używamy zaprawy cementowej. Małe sklepienia wykonywamy, sklepiąc z obu stron od wezgłowia do klucza. Przy większych zostawia się w kluczu, wezgłowiu lub szwach niebezpiecznych szwy otwarte albo przerwy rozparte beleczkami (most Gour Noir; fig. 147) i zapełnia szwy i przerwy dopiero przed zdjęciem krążyn lub potem. Sklepienie zamyka się równocześnie w kilku punktach. Większe sklepienia wykonywano też w pierścieniach.

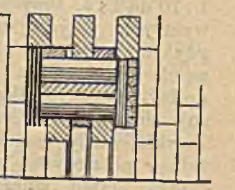


Fig. 147.

Betonowe sklepienia budujemy w takich paskach, aby je można w jednym dniu wykonać (60—100 *m*^{3}). Na drugi dzień zostawia się szczelinę, którą się wypełnia po ustaniu ruchów rusztowania, albo też robi się bez przerwy dzień i noc. Szerokie sklepienia można podzielić na dwie lub więcej części. Nadmurowanie wykonywamy albo równocześnie ze sklepieniem, ale przy dostatecznem obciążeniu krążyn albo później, ale przed zdjęciem krążyn.

Wykończenie. Po wykończeniu sklepienia dajemy powłokę sklepienia, po zdjęciu krążyn mury czołowe, gzymsy, poręcze, nadsypkę, stożki. Nadsypkę należy nakładać równocześnie w warstwach cienkich, ubitych symetrycznie, aby nie powstało niejednostajne obciążenie lub parcie.

LITERATURA.

Thullie M.: Mosty kamienne. Lwów 1902, II. w. 1908.
Croizette-Desnoyers: Cours de construction de ponts. Paryż 1885.
Morandière R.: Traité de la construction de ponts et viaducs. Paryż 1888.
Résal J. Emplacement, débouchés, fondations des ponts en maçonnerie. Paryż 1896.
Séjourné P.: Grandes voûtes. Bourges 1913—1916.
Grattan Tyrrel: Concrete bridges and culverts for both railroads and highways. London 1909.
Heinzerling: Die Brücken der Gegenwart. II. Steinerne Brücken. Akwizgran 1875 i 1877.
Färber R.: Dreigelenkbogenbrücken. Stuttgart 1908.
Zimmermann K.: Der Dreigelenkbogen aus Stein, Beton oder Eisenbeton. Stuttgart 1909.
Schönhöfer R.: Die Haupt-, Neben- und Hilfsgerüste im Brückenbau. Berlin 1911.
Schmid K.: Steinbrücken, Durchlässe, Dohlen. Techn. Studienhefte 13. Stuttgart 1916.
Foerster: Massive Brücken in Stein, Beton und Eisenbeton, Handb. d. Ingw., II. wyd. Lipsk 1917.
Melan J.: Der Brückenbau, II. Band. Steinerne Brücken. Lipsk-Wiedeń 1911, III. w. 1924.

Przyczółki i filary kamienne.

Napisał

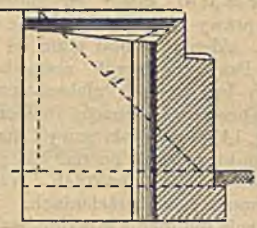
inż. dr. Maksymiljan Thullie,

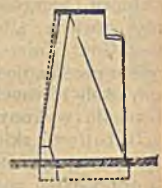
profesor politechniki, Lwów.

Przyczółki. Określenie. Przyczółek jest to budowla, która służy do podparcia dźwigarów głównych mostu i do ograniczenia nasypu.

Siły działające na przyczółek. Na przyczółek działają: ciężar własny, ciśnienie dźwigarów głównych (ewentualnie należy uwzględnić składową poziomą ciężaru dźwigarów przy mostach w spadzie), parcie ziemi, ewentualnie parcie do góry.

Przekrój przyczółka. Przy niskich przyczółkach przyjmujemy przekrój prostokątny, przy wyższych zazwyczaj pochylamy ścianę wewnętrzną 1 : 10 do 1 : 5. Przy jeszcze wyższych przyczółkach i gdy dźwigary wywierają parcie ukośne na przyczółek, oś przyczółka stosuje się do linji ciśnienia. Zwykle wtedy podcinamy tylną płaszczyznę przyczółka, dając stoczystość 1 : 10 lub więcej (fig. 148).





Skrzydła. Z obu boków kończymy przyczółek

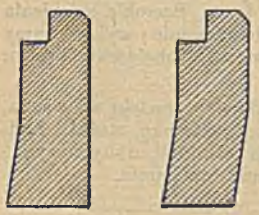


Fig. 148.

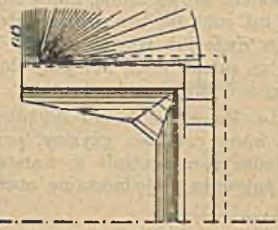


Fig. 149.

Fig. 150.

skrzydłami, ograniczającemi stok nasypu. Mogą one być równoległe do osi mostu (most na Pełtwi; fig. 149), przyczem nasyp zakończony jest stożkami, ukośne (fig. 150), prostopadłe (fig. 161) do osi mostu, wreszcie (rzadko używane) wklęsłe (fig. 152) lub wypukłe. Stożki przy skrzydłach równoległych mają stoczystość 1 : 1, niekiedy dla skrócenia skrzydeł stromsze 2 : 1, nawet 3 : 1; wtedy muszą być brukowane albo całkowicie kamienne. Jeżeli skrzydła wypadają za długie, rozdzielamy przyczółek na kilka części, połączonych sklepieniami (fig. 153).

Przy skrzydłach ukośnych wysokość ich zmniejsza się ku stopie nasypu, więc też zmniejsza się ich grubość do 70 *cm* dla mostów kolejowych, zaś do 50 *cm* dla mostów drogowych.

Wybór rodzaju skrzydeł. Wprowadzenie drogi lub wody pod most jest najmniej dobre przy skrzydłach prostopadłych, korzystne przy ukośnych, najlepsze przy wypukłych. Wstrząśnienia działają szczególnie niekorzystnie na skrzydła równoległe, zwłaszcza niskie i cienkie. Dla małych mostów kolejowych należy ich unikać. Najgorzej wyglądają skrzydła prostopadłe, ładniej ukośne, najładniej wypukłe i równoległe. Skrzydła prostopadłe wy-

magają najmniej materjału, ukośne więcej, najwięcej równoległe i wypukłe. Wedle tych wskazówek należy wybrać rodzaj skrzydeł.

Pokrycie i zakończenie skrzydeł. Najkosztowniejsze pokrycie skrzydeł stanowią ciosy, obecnie bardzo mało używane; bardzo dobrze pokrywamy skrzydła płytami grubemi około 15 *cm* a szerokiemi 40—50 *cm*. Aby się nie zsuwały, dajemy w odstępach 3—4 *m* ciosy oporowe. Ceglane skrzydła kryjemy czasem warstwą cegieł rębem na cemencie. Najtańsze, choć najgorsze jest pokrycie warstwą wybieranych kamieni łamanych na cemencie.

Fig. 151. Fig. 152.

Zazwyczaj ucina się skrzydła płaszczyzną pionową przed zetknięciem się pokrycia z ziemią, kończąc nasyp małym stożkiem (fig. 154). Często wzmacnia się to zakończenie rożkiem prostopadłym do skrzydła (fig. 151 i 152) lub słupkiem (fig. 155).

W górnej części przyczółka umieszcza się ławę lub łożyska, pod któremi daje się ciosy pod-

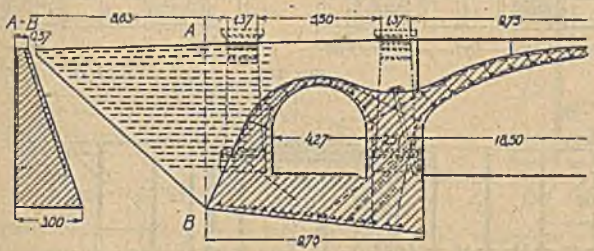
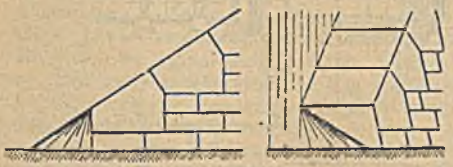


Fig. 153.



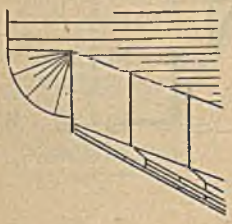


Fig. 154.

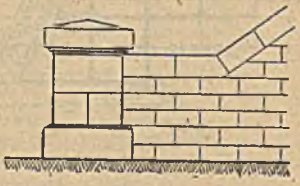


Fig. 155.

porowe o wysokości 40—70 *cm* kamienne, w ostatnich czasach także betonowe i żelbetowe, które zachodzą w głąb przyczółka 25—30 *cm* dalej, niż łożyska. Nasyp ponad poziomem łożysk ograniczamy murem żwirowym. Jeśli przyczółki są betonowe, to pod łożyskami umieszcza się nieraz w betonie dwie

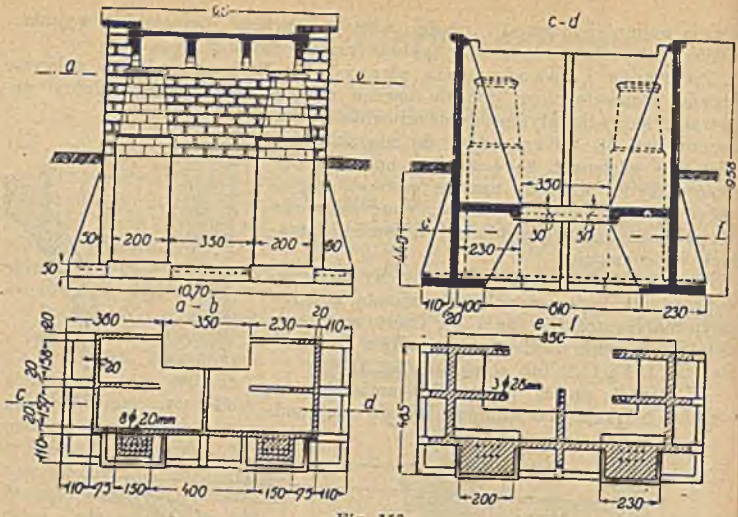


Fig. 166.

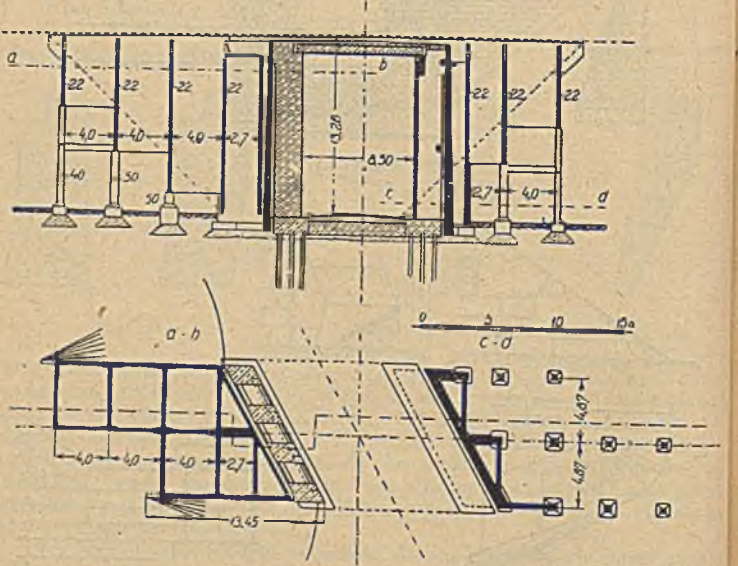


Fig. 167.

warstwy starych szyn, drugą warstwę w kierunku prostopadłym do pierwszej w celu rozdzielenia lepszego ciśnienia. Co do obliczenia por. str. 836 i fig. 166.

Portale. Przy większych mostach ze względów estetycznych ustawia się na przyczółku portale kamienne wieżowe, składające się z dwu wież i bramowe, w których obie wieże łączymy rozporą poziomą lub sklepieniem, np. przy moście na Wiśle pod Tczewem.

Przyczółki żelbetowe mogą być trojakie: *a*) przyczółki, na których spoczywają dźwigary główne, *b*) stale połączone z dźwigarami, więc stanowiące część ramy i *c*) przyczółki z otworami.

Dla podparcia dźwigarów przy moście w Samborze (fig. 156) zrobiono pod nimi słupy żelbetowe, łącząc je ścianką żelbetową, wzmocnioną żebrami.

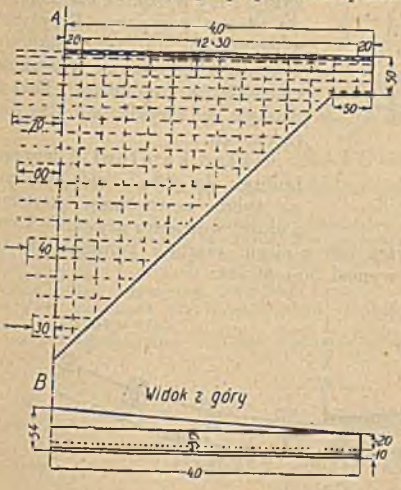
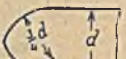


Fig. 158.

Fig. 159.

Przy przyczółkach żelbetowych robi się też skrzydła żelbetowe i to najczęściej równoległe, połączone żebrami, które wraz z przyczółkiem tworzą skrzynkę z prostokątnymi otworami, jak przy podjeździe pod koleją w Zabrzu (fig. 157). Skrzydła żelbetowe albo spoczywają na fundamentach, albo też mogą być tylko zawieszone na przyczółku nawet betonowym (fig. 158, mosty małopolskie). Skrzydła służą do ograniczenia nasypu, a więc są to mury oporowe. Dla małych wysokości do 4 *m* możemy użyć przekroju L; przy większych wzmacnia się przekrój żebrami (fig. 159). Przy jeszcze większej wysokości daje się dwie płyty, jedną u dołu, drugą w połowie wysokości.

Filary. Filary służą tylko do podparcia dźwigarów głównych. Mogą być one rzeczne lub lądowe.



Filary rzeczne. Filarom rzecznym daje się w rzucie poziomym inny kształt niż lądowym ze względu na lepszy przepływ wody, kończąc je dwiema głowicami, przednią i tylną (fig. 160). Głowice mogą mieć kształt półkola, elipsy, ostrołuku, trójkąta (fig. 161). Głowica tylna nie jest koniecznie potrzebna, to też w nowszych czasach albo ją spłaszczamy albo zupełnie opuszczamy. Jeżeli na rzece jest wielka kra, to głowicę przednią robimy zwykle półkolistą lub eliptyczną, a unikamy ostrych krawędzi.

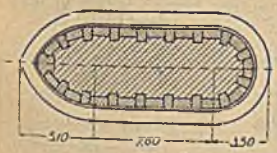


Fig. 160.

Fig. 161.

Ściany boczne filaru pochyla się około 4%, niskie filary robi się także ze ścianami pionowemi, czasem buduje się filary ze ścianami bocznemi za-

krzywionemi. Cokołu albo nie daje się wcale, albo mało wystający do 20 a to około 40 *cm* ponad małą wodą. Głowice sięgają 0,5—1 *m* po wielką wodą. Nakrywamy je często ciosowemi stożkowatemi czapkami.

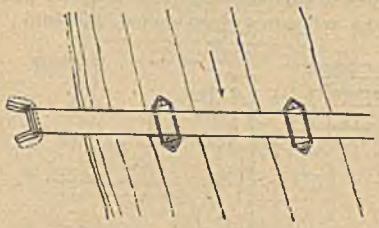


Fig. 162.

Filary lądowe. Przekrój ziomy przyjmuje się zwykle pros kątny. Przy wysokich filarach urząd się czasem przypory. Przy wielki mostach robi się często filary wyd żone dla oszczędności i zmniejszen ciśnienia na fundament. Boki fila nachyla się zwykle, jak przy filara rzecznych.

Układ kamieni. Filary rzecz buduje się albo z ciosów albo r się tylko zewnętrzną powierzch z ciosu, wewnątrz używa się kamie łamanego. Czasem tylko głowica jest z ciosu, reszta z kamienia łamaneg Wysokość warstw ciosowych wynosi 30—60 *cm*.

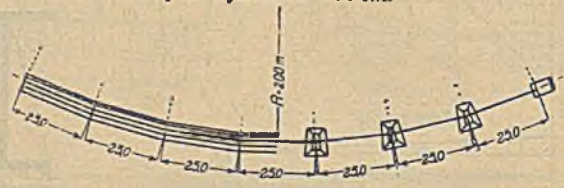


Fig. 163.

Filary mostów ukośnych i w łuku leżących. Jeżeli m przecina rzekę ukośnie, to filary buduje się równolegle do kierunku r (fig. 162; most nad Limmatem). Jeżeli most jest w łuku, buduje się filary w kierunku promienia, otrzymując wtedy kształt trapezowy (fig. 163, most na Ravennie), co jednak możliwe jest tylko na lądzie. Filary rzeczne nawet mostów w łuku muszą być równoległe do prądu.

Filary żelbetowe używane są, gdy przy mostach rozporowych i łukowych lub przy belkach

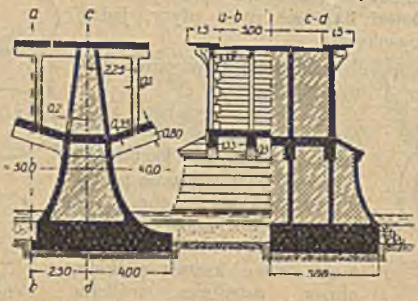


Fig. 164.

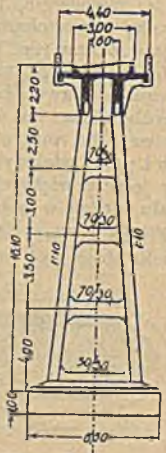


Fig. 165.

ciągłych, połączonych z filarami, powstają w filarach ciągnienia, lub g szerokość ich chcemy znacznie zmniejszyć. Wskazane jest wtedy pod każd dźwigarem urządzić słupy (fig. 164; most w Chatellerault). Często filary tak podobne są do jarzm drewnianych (fig. 165; wiadukt Brasso).

Wymiary filarów. Podajemy tu kilka wzorów doświadczalnych. Grubość filarów kamiennych u góry przyjmuje dla mostów kolejowych Melan:

$$g = 1{,}0 + 0{,}03\,l \quad \ldots\ldots\ldots \quad (1)$$

Kolej państwowa austrjacka przyjmuje

$$\left.\begin{array}{ll} \text{dla } l = 10 \text{ do } 15\ m & g = 1{,}0 + 0{,}05\ l \\ \text{„ } l = 15 \text{ „ } 31\ m & g = 1{,}6 + 0{,}013\,l \\ \text{„ } l > 31\ m & g = 1{,}0 + 0{,}03\ l \end{array}\right\} \quad \ldots\ldots \quad (2)$$

Szerokość filaru bez głowic b zależna jest od odstępu dźwigarów głównych skrajnych b_1. W przybliżeniu można przyjąć:

$$b = b_1 + 1{,}6\ m \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3)$$

LITERATURA.

Thullie Maksym.: Przyczółki i filary kamienne mostów drewnianych i żelaznych. wyd. IX. Lwów 1921.
Croizette Desnoyers Th.: Cours de construction de ponts. Paryż 1885.
Moraudière R.: Traité de la construction de ponts et viaducs. Paryż 1888.
Ketchum Milo: The design of highway bridges and the calculation of stresses in bridge trusses. New York 1908.
Waddel: Bridge engineering. New York 1916.
Emperger: Handbuch für Eisenbetonbau. II. Aufl., III. Band. Grund- und Mauerwerksbau. Berlin 1910.
Melan J.: Der Brückenbau. II. Band. Steinerne Brücken. Lipsk i Wiedeń. III. wyd. 1924.

Mosty żelbetowe.

Napisał
inż. dr. Maksymiljan Thullie,
profesor politechniki, Lwów.

Ogólne uwagi. Zalety i wady. W porównaniu do mostów kamiennych dopuszczamy w mostach żelbetowych większe naprężenia, stąd przekroje są mniejsze. Beton chroni żelazo od rdzy, stąd mniejszy koszt utrzymania, niż mostów żelaznych. Dalszemi zaletami są ogniotrwałość i dłuższe trwanie, zwykle mniejszy koszt niż żelaznych; krótszy czas budowy niż mostów kamiennych i żelaznych; łatwość budowania mostów ukośnych. Wadą ich jest potrzeba ścisłego nadzoru przy budowie, wielka trudność wzmocnienia mostu, wzgląd na mrozy podczas wykonania i potrzeba deskowania dla betonowania.

Naprężenia dopuszczalne. Dla mostów drogowych polskie przepisy M.R.P. z r. 1926 podają w § 77.:

1. Naprężenia dopuszczalne należy w obliczeniach statycznych przyjmować równe wytrzymałości betonu po 28 dniach tężenia, pomnożone przez następujące spółczynniki zmniejszające wedle tablicy 1.:

Tablica 1.

Rodzaj naprężeń	Spółcz. zmniejszający	Najw. granica naprężeń dopuszcz. w kg/cm^2
Ściskanie przy zginaniu	0,22	$(32 + 0{,}5\ L)$, najw. 45
„ osiowe	0,16	30
Ścinanie	0,022	4,5
Przyczepność	0,022	4,5
Rozciąganie przy mimośrodkowem ściskaniu i zginaniu	0,025	5

2. O ile uwzględnia się wszystkie wpływy, wymienione w § 22. (wiatr, zmiana ciepłoty, skurcz materjału), można przyjąć naprężenia powyższe wedle tablicy 2.

Tablica 2.

Rodzaj naprężeń	Spółcz. zmniejszający	Najw. granica naprężeń dopuszcz. w kg/cm^2
Ściskanie przy zginaniu	0,25	$(35 + 0{,}5\ L)$, najw. 50
„ osiowe	0,18	35
Ścinanie	0,025	5
Przyczepność	0,025	5
Rozciąganie przy mimośrodkowem ściskaniu i zginaniu	0,028	5,5

3. Naprężenia dopuszczalne w żelazie należy przyjmować wedle § 47, p. 3 jak dla mostów żelaznych; por. dział „Mosty żelazne“).

4. Siły ciągnące ukośne w tych częściach belek zginanych, w których naprężenia są większe niż 0,022 wytrzymałości kostkowej betonu, względnie niż 4,5 kg/cm^2, mogą być przeniesione przez beton tylko w wysokości 30%. Resztę należy przenieść na wkładki ukośnie odgięte i na strzemiona.

Naprężenia dopuszczalne w kg/cm^2 dla betonu i żelaza w mostach kolejowych wedle rozporządzenia M. K. z dnia 13 stycznia 1926 podaje tablica 3.

Rozporządzenie to przepisuje:

1. Grubość żwiru minimum 30 *cm*.

2. Grubość płyt żelbetowych $\geq$ 10 *cm*, za specjalnem zezwoleniem M. K. Ż. $\geq$ 8 *cm*.

3. 30% siły tnącej musi przejąć sam beton.

4. Ciągnienie w betonie przy zginaniu wspólnie z żelazem $\leq$ 24 kg/cm^2.

5. W dolnej warstwie belek ciągłych nad podporami można wartości kolumny zwiększyć o 25% aż do 50 kg/cm^2 dla $K_{28} \geq 150$, zaś do 55 kg/cm^2 dla $K_{28} \geq 200$.

6. Jeżeli nacisk przenosi się tylko na część środkową (o polu F_1) przekroju (fig. 166 *a*), to wartość kolumny 1 można zwiększyć w stosunku $\sqrt{F : F_1}$. Jeżeli F_1 nie leży w pośrodku, to za F należy wziąć wartość centryczną wedle fig. 166 *b*.

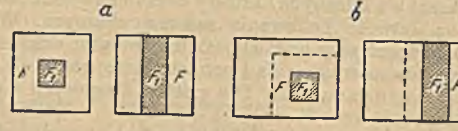


Fig. 166 *a b*.

7. Wartości podane dla $l \leq 10$ *m* odnoszą się i do jezdni.

8. Kostki próbne z materjałów przeznaczonych do budowy mostu o określonym stosunku mieszaniny i wilgotności, o krawędzi 20 *cm*, mają być dokonane w dostatecznej ilości na miejscu budowy.

Zmiana ciepłoty. Dla mostów drogowych należy uwzględniać zmianę ciepłoty przy dźwigarach ramowych i łukowych $+ 15°$ C. Dla dźwigarów, których każdy wymiar przekroju jest większy, niż 70 *cm*, albo dostatecznie chronionych można przyjąć $+ 10°$ C. Spółczynnik rozszerzalności 0,00001 na 1° C, sprężystości 210.000 kg/cm^2. Wpływ skurczu betonu przyjmujemy równoważny obniżeniu się ciepłoty o 15° C. W Niemczech przyjmują zmianę ciepłoty większą $\pm$ 20—25°.

Należy się starać, by poszczególne części budowli mogły się bez przeszkody rozszerzać, więc urządzać odpowiednie przerwy co 20—40 *m*, oddzielić

Tablica 3.

Obciążenie uwzględnione w obliczeniu	Wytrzymałość kostkowa po 28 dniach K_{28} kg/cm²	Rozpiętość l m	1 Ściskanie osiowe	2 Ściskanie zginanie i obciążenie mimośrodkowe	3 Ścinanie i naprężenie główne	4 Przyczepność betonu do żelaza	5 Rozciąganie w żelazie
a) normalne, tj. ciężar stały, ciężar ruchomy najniekorzystniej ustawiony, przy mostach w łuku także siła odśrodkowa	$\geqq 150$	$\leqq 10$	20	26	3	3,5	800
		> 10	$18 + 0{,}2\,l$	$24 + 0{,}2\,l$	3	4	$750 + 5\,l$
		najwyżej	25	31			850
	$\geqq 200$	$\leqq 10$	25	30	3,5	4	800
		> 10	$23 + 0{,}2\,l$	$28 + 0{,}2\,l$	3,5	4,5	$750 + 5\,l$
		najwyżej	30	35			850
b) maksymalne, tj. prócz *a*) także: parcie wiatru, wpływ wahania temperatury, skurczu betonu i hamowania pociągu	$\geqq 150$	$\leqq 10$	25	35	3,5	4	900
		> 10	$23 + 0{,}2\,l$	$33 + 0{,}2\,l$	4	4,5	$850 + 5\,l$
		najwyżej	31	38	dla mostów belkowych		950
				41	„ łukowych i ramowych		1100
	$\geqq 200$	$\leqq 10$	30	40	4	4,5	900
		> 10	$28 + 0{,}2\,l$	$38 + 0{,}2\,l$	5	5	$850 + 5\,l$
		najwyżej	36	43	dla mostów belkowych		950
				46	„ łukowych i ramowych		1100

pomost od filarów i przyczółków, zastosować łożyska przesuwowe lub wałkowe.

Szczegóły ustroju. Wedle zasad znanych z teorji i ustroju budowli żelbetowych należy starannie układać i odginać wkładki, oraz kończyć je hakami półkolistymi o średnicy 2,5—5 *d*. Rozporządzenie szwajcarskie z r. 1916 przepisuje najmniejszą grubość prętów w następujący sposób:

	belki	płyty	strzemiona
mosty kolejowe	14	10	7 *mm*
„ drogowe	12	8	5 *mm*

Odstęp wkładek między sobą w świetle powinien być równy lub większy od grubości wkładek, jednak nie mniejszy niż 2 *cm*, a większy niż 15 *cm*. Najmn. grubość okrycia nie może być mniejsza niż 1 *cm* w płytach, 2 *cm* w belkach, przy mostach kolejowych lepiej 3 *cm*.

Łączenia wkładek należy unikać, w razie konieczności przedłużyć zetknięte wkładki poza punkt zetknięcia 50—80 *cm* i związać je drutem. Używają też spajania, które może być odpowiednie przy dobrem wykonaniu; przepisy polskie dla mostów drogowych jednak spawania nie dozwalają.

Należy zawsze zastosować strzemiona, zakończone hakami. Dla tylko ściskanych części budowli można też zastosować żeliwo uzwojone układu Empergera.

Wysokość nadsypki przy mostach kolejowych wynosi najmn. 40 *cm* od górnej powierzchni płyty do dolnej powierzchni szyny, przy mostach drogowych najmn. 15—30 *cm*, przy drobnym bruku 15 *cm* do dolnej powierzchni bruku.

Powłoką pokrywamy powierzchnię żelbetu, aby przeszkodzić zamoczeniu, podobnie jak przy mostach kamiennych. Przeprowadzamy ją poza szczeliną między dźwigarem a przyczółkiem, w przekroju poprzecznym przedłużamy ją w górę (fig. 167). Aby uchronić powłokę od uszkodzenia, pokrywamy ją warstwą 6—10 *cm* grubą betonu chudego lub żwiru niekanciastego.

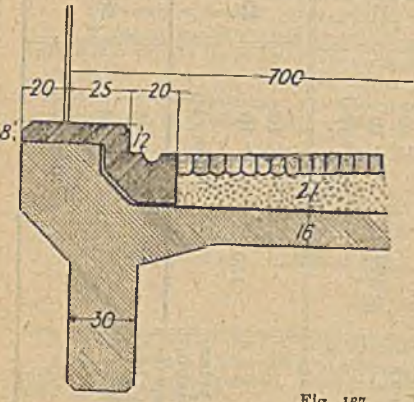


Fig. 167.

Mosty belkowe. Przepusty płytowe używane dla małych rozpiętości dla dróg do 5 *m* (fig. 168), kładek 6 *m*, kolei 2—4 *m* (fig. 169). Grubość płyt wynosi 15—40 *cm*. Przepusty mogą być też podwójne, a płyty ciągłe (fig. 170).

Przepusty mogą też być ramowe. Fig. 171 przedstawia przepust kolei Kutno—Strzałków, a fig. 172 typ ramowy, opracowany dla dróg przez M. R. P., oraz tabelę ilości materjału dla różnych rozpiętości.

Przepusty płytowe z wkładkami tęgiemi używane często dla kolei aż do $l = 11$ *m* (fig. 173). Dwuteowniki umieszczamy w równych odstępach, skrajne czasem w większych. Odstęp w świetle między główkami powinien być najmniej 20 *cm* ze względu na betonowanie. W Prusiech warstwa zaprawy cementowej u dołu wynosi 2—4 *cm*, u góry beton sięga 3 *cm* ponad główki. Dla małych przepustów do 2 *m* używa się też starych szyn. Zazwyczaj oblicza się takie przepusty w ten sposób, by dźwigary żelazne niosły cały ciężar. W Prusiech przyjmuje się, że ciężar rozdziela się na 3,5 *m* szerokości

przy wysokości nadsypki 35 *cm*. Deskowanie do betonowania zawiesza się na dźwigarach albo wogóle wykonuje się całą płytę obok toru.

Kommerell[1]) podaje następną tabliczkę:

Tablica 4.

Rozpiętość	2,0	4,0	6,0	8,0	10,0	12,0	14 *m*
Wysokość ustroju . . .	45	49	56	61	73	78	88 *cm*
Wysokość dźwigarów . .	22	30	38	42½	55	60	70 *cm*
Odstęp dźwigarów . . .	60	63	68	55	73	85	73 *cm*
Ciężar kg/m^2	51,7	86,0	123,5	187,4	277,4	277,7	349,7

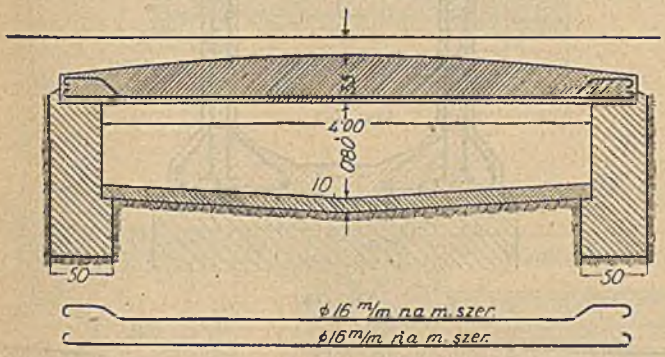


Fig. 168.

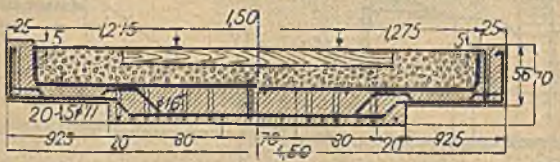


Fig. 169.

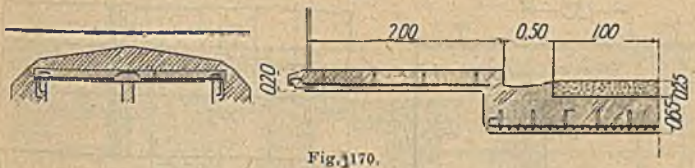


Fig. 170.

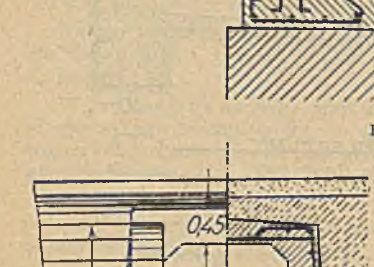
Mosty belkowe z pomostem górą używane są dla dróg dla $l = 5$ do 25 *m*, wyjątkowo do 40 *m*, dla kolejowych od 4 do 13 *m*, wyjątkowo do 16 *m*. Odstęp żeber wynosi dla dróg 1,0—2,0 *m*, średnio 1,5 *m* (fig. 174). Melan przyjmuje $c = 0{,}8 + 0{,}07\,l$. Dla kolei daje się 2 lub 4 belki żebrowe (fig. 175). Wysokość belek przyjmujemy dla dróg $\frac{1}{10}$ do $\frac{1}{15}\,l$, dla belek ciągłych $\frac{1}{11}$ do $\frac{1}{15}\,l$, dla kładek $\frac{1}{20}$ do $\frac{1}{22}\,l$, dla kolei $\frac{1}{8}$ do $\frac{1}{10}\,l$. Grubość płyty 10—20 *cm*. Szerokość żebra powinna być tak wielka, aby wygodnie pomieścić wkładki żelazne. Najmn. $b_1 = 30$ *cm*, lepiej 35—40 *cm*. Melan przyj-

[1]) Tafeln für Eisenbahnbrücken mit einbetonierten Walzträgern. Berlin 1911.

muje dla dróg $b_1 = 0{,}2 + 0{,}15\,h$, dla kolei $b_1 = 0{,}25 + 0{,}2\,h$. Belki skrajne, mniej obciążone, mogą być węższe lub niższe.

W przekroju poprzecznym możliwe są rozmaite ustroje: 1. Płyta wystaje (fig. 176). 2. Płyta spoczywa na wspornikach (fig. 174). 3. Chodnik podparty

Fig. 171.



Rozp. *m*	Beton m^3		Żelazo *kg*	
	głowica	rura na *m* b.	głowica	rura na *m* b.
0,5/0,5	1,29	0,53	10,0	3,7
0,6/0,6	2,24	0,60	13,0	3,9
0,75/0,75	3,06	0,90	26,8	8,0
1,0/1,0	4,90	1,37	17,6	11,1
1,5/1,5	13,35	3,15	31.9	27,8
2,0/2,0	27,4	5,5	53,0	36,7

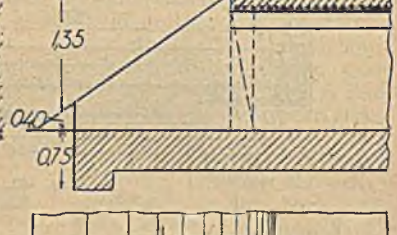


Fig. 172.

osobną belką (fig. 175). Umieszczenie rur wodociągowych, kabli uwidocznione na fig. 177 i 178. Wodę zbieramy przy krawężniku w rynnach i odprowadzamy na zewnątrz rurą (fig. 179). Fig. 180 przedstawia odwodnienie powierzchniowe. Przy małych mostach do 8 *m* kładziemy belki żelbetowe wprost na mur (fig. 181) lub za pośrednictwem asfaltu. Przy większych rozpiętościach nad 10 *m* dajemy łożysko żelazne stałe (fig. 182) lub ruchome. Zaleca się zawsze

urządzać silne rozpory w odstępach 3 – 5 *m*, aby uzyskać rozdział ciśnienia na belki, a żebra rozeprzeć.

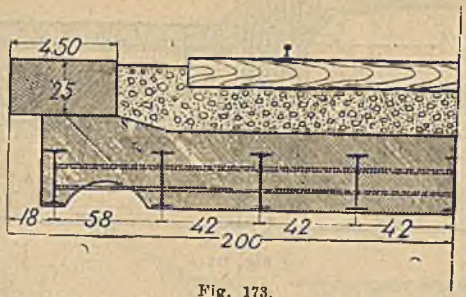


Fig. 173.

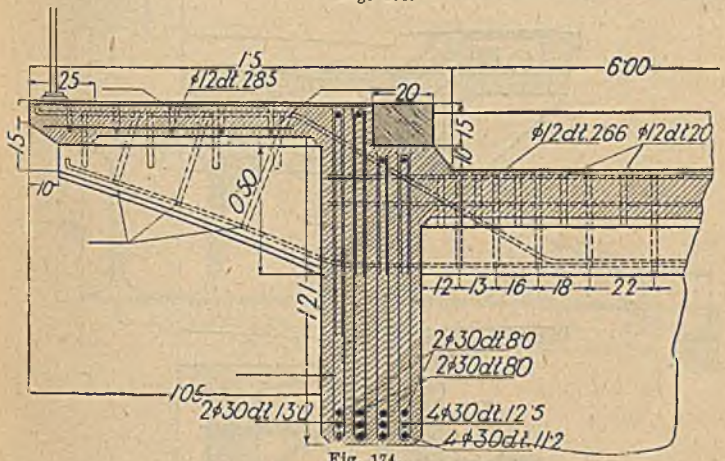


Fig. 174.

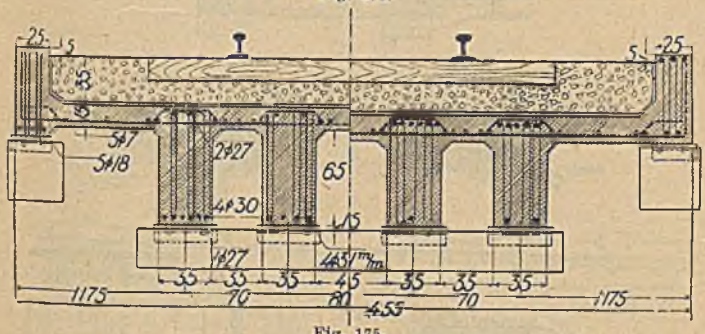


Fig. 175.

Pomost mostów drogowych: żwirówka, asfalt, bruk. Dla mostów kolejowych dajemy żwirówkę o szerokości 3,3 *m*, grubość jej, liczona od górnej powierzchni powłoki do górnej powierzchni podkładu, ma wynosić 40 *cm*.

Mosty belkowe z pomostem dołem. Pomost opieramy na poprzecznicach w odstępie średnio $a = 2$ *m*. Wysokość ich ma wynosić najmniej

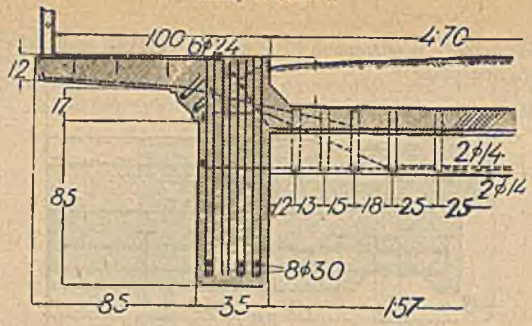


Fig. 176.

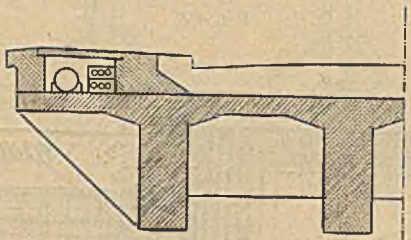


Fig. 177.

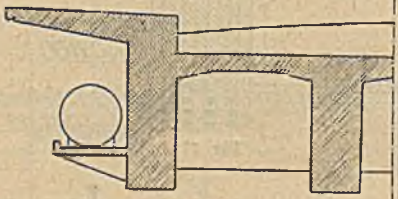


Fig. 178.

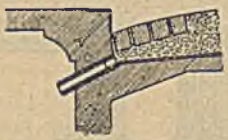


Fig. 179.

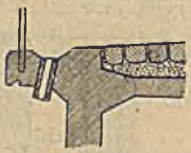


Fig. 180.

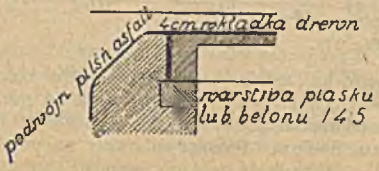


Fig. 181.

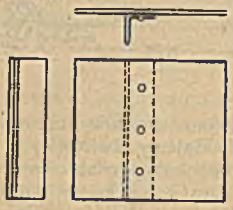


Fig. 182.

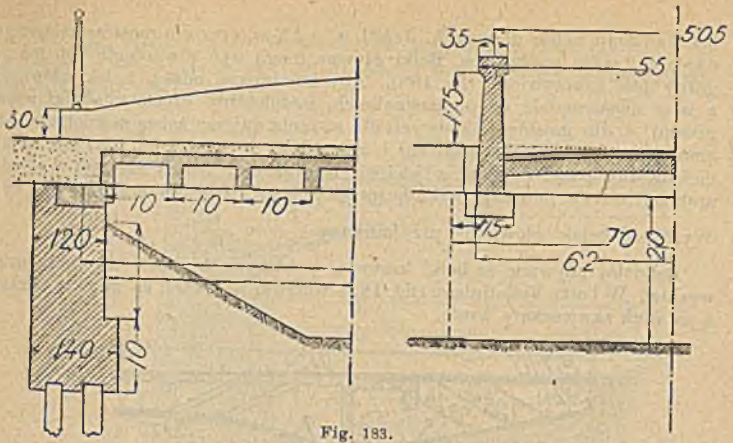


Fig. 183.

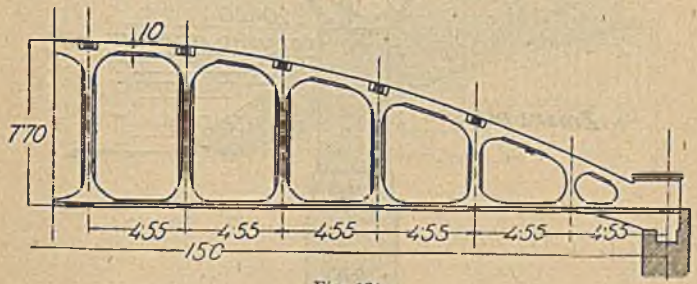


Fig. 184.

Fig. 185.

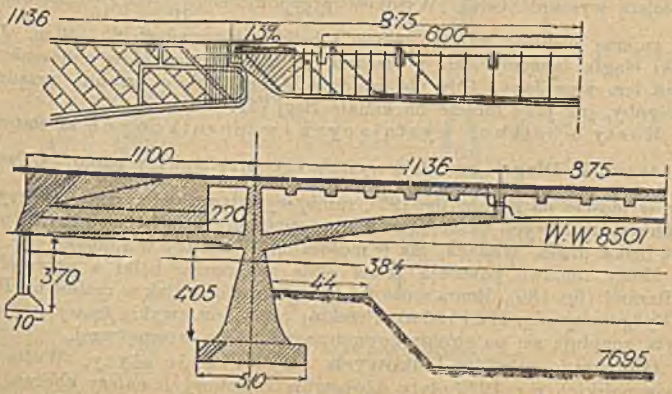


Fig. 186.

0,1 b odstępu belek głównych. Jeżeli $a > 1{,}8\ m$, oraz dla mostów kolejowych dajemy jeszcze podłużnice. Belki główne mogą być równoległe lub też pas górny jest zakrzywiony (fig. 183). Aby zmniejszyć odstęp belek głównych, a więc zaoszczędzić na poprzecznicach, podpieramy często chodniki wspornikami, a dla mostów kolejowych dla stężenia dajemy żebra zewnętrzne. Aby zmniejszyć ciężar belki głównej i oszczędzić na materjale, robi się ściankę cieńszą niż pasy, a także w ściance wydrążenia. Jeżeli zamiast wydrążeń zrobimy otwory, powstaje belka bezprzekątniowa czyli Vierendeel'a (fig. 184). Wysokość belek głównych przyjmujemy $\frac{1}{8}$ do $\frac{1}{9} l$.

Rzadziej używane są belki kratowe, w których trudność nastręcza ustrój węzłów. W belce Visintiniego (fig. 185) wkładki w pasach są zwykle okrągłe, a na nich zawieszamy kratę.

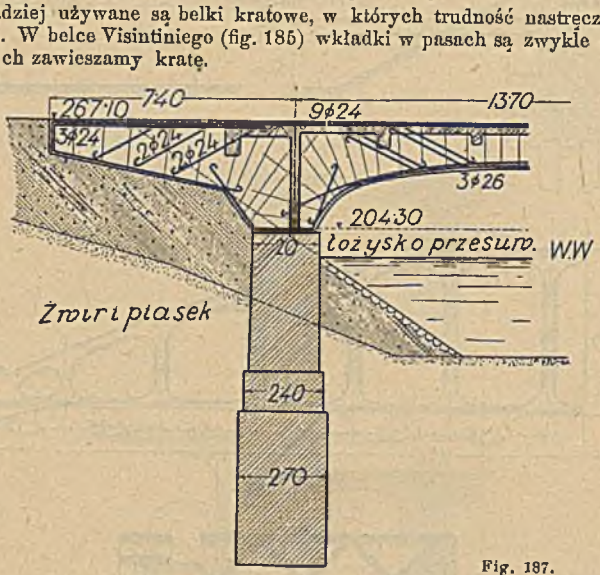


Fig. 187.

Mosty o belkach ciągłych. Użycie belek ciągłych pozwala na mniejszą wysokość belek. Wysokość przyjmuje się $\frac{1}{10}$ do $\frac{1}{15} l$. Ze względu na zmianę ciepłoty należy pomost i belki przerywać co 25—40 m. Jeżeli belki ciągłe łączymy stale z filarami, należy uwzględnić w obliczeniu moment tem wywołany. Gdy nie jesteśmy pewni stałości gruntu, urządzamy przeguby, jak przy moście na kanale Begi (fig. 186).

Mosty o belkach wystających i wspornikowych są statycznie wyznaczalne. Długość ramienia wystającego przyjmujemy około $\frac{l}{5}$. Czasem, jak w moście na Ergolz (fig. 187), ramię wystające tkwi w nasypie. Przy belkach wspornikowych na szerokim filarze, opatrzonym wspornikami, zawieszona jest belka prosta wisząca, jak w moście na Lublenicy w Lublanie (fig. 188).

Mosty ramowe powstają przez stałe połączenie belki z przyczółkami i filarami (fig. 189). Rama może też być przegubowa, jak w moście na Brdzie w Bydgoszczy (fig. 190 i 190 a). Przekrój ramy jest zwykle teowy, przyczem płyta znajduje się po stronie zewnętrznej albo po wewnętrznej.

Obliczenie mostów belkowych. Obliczenie płyty. Wedle przepisów polskich z r. 1926 płyty dźwigarów żelbetowych należy obliczać jako belki ciągłe. Jest to uzasadnione, gdy mamy silne poprzecznice lub rozpory

Jeżeli M_{om} oznacza najw. moment belki podpartej w dwu punktach, to dla ciężarów, działających za pośrednictwem żwirówki mamy największy moment dodatni belki ciągłej $M_m = M_{om} \cdot \mu$.

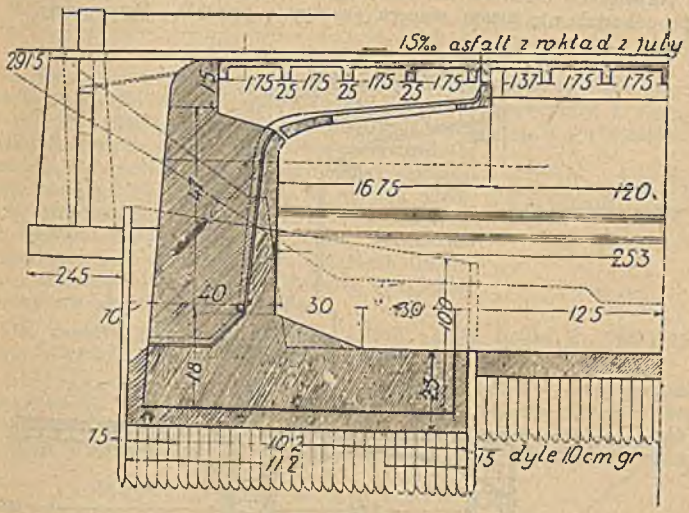


Fig. 188.

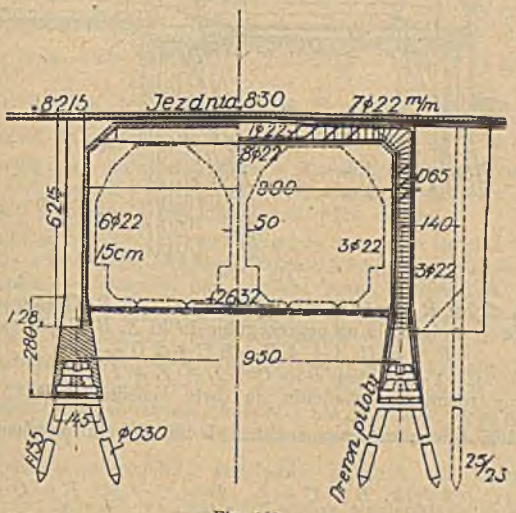


Fig. 189.

Spółczynnik μ można przyjąć dla skrajnego przęsła $\mu_g = \frac{3}{4}$, $\mu_p = \frac{4}{5}$, dla średniego $\mu_g = \frac{1}{3}$, $\mu_p = \frac{2}{3}$. Dla ciężarów, działających wprost bez

nadsypki, dla skrajnego przęsła $\mu_g = \frac{3}{4}$, $\mu_p = 0{,}82$, dla średniego $\mu_g = 0{,}34$, $\mu_p = 0{,}69$.

Największe ciśnienie na poszczególne belki obliczamy przyjmując, że i po odkształceniu mostu rozpora pozostanie prosta[1]). Przypuśćmy, że na

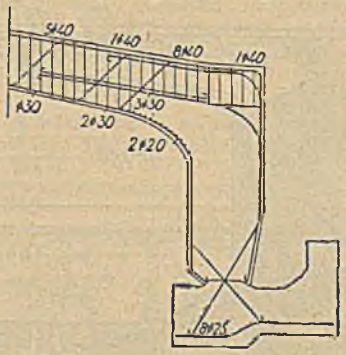


Fig. 190.

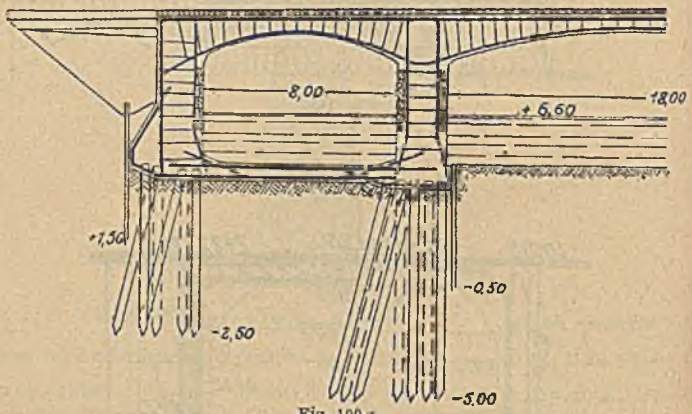


Fig. 190 a.

most działa ciężar R (fig. 191) między belkami A i B. Odstęp siły R od I niech będzie r, a ciśnienia na poszczególne belki A, B, C itd., to otrzymamy

$$R \cdot r = (5A + 4B + 3C + 2D + E)\,a \quad \ldots\ldots (1)$$

i

$$R = A + B + C + D + E + F \quad \ldots\ldots\ldots (2)$$

Nazwijmy różnicę w ciśnieniu na dwie sąsiednie belki Δ, a stosunek $\frac{J_1}{J_0} = k$, jeżeli J_1 oznacza moment bezwładności belki skrajnej, a J_0 belki średniej, to:

$$A = (C + 2\,\Delta)\,k,\quad B = C + \Delta,\quad D = C - \Delta,\quad E = C - 2\,\Delta,$$
$$F = (C - 3\,\Delta)\,k \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (3)$$

Wstawmy to w równania (1) i (2), a otrzymamy:

$$5\,C(k+2) + 10\,\Delta\,k = \frac{Rx}{a} \text{ i } C(4 + 2k) - \Delta(k+2) = R \ldots (4)$$

[1]) Por. autora: Mosty żelbetowe, str. 38.

Z tych dwu równań możemy wyznaczyć C i $\triangle$, a gdy R, r i k są znane, możemy wyznaczyć wszystkie ciśnienia, a potem momenty i siły poprzeczne rozpory, podpartej na belkach skrajnych i środkowych.

Z równania (4) otrzymamy:

$$C = \frac{R \cdot r - 10\,a\,\triangle\,k}{5\,a\,(k+2)} \quad \text{i} \quad \triangle = \frac{R \cdot r - 5\,a\,C(k+2)}{10\,a\,k} \quad \ldots \quad (5)$$

Z równań tych widzimy, że C i $\triangle$ są funkcjami pierwszego stopnia zmiennej r. Jeżeli więc dla dwu położeń siły R wyznaczamy C i $\triangle$, to dla tych dwu ilości wykreślić możemy linję wpływową, a z równania (3) także i dla innych ciśnień. Linje wpływowe wskażą nam, czy dla pewnej belki należy całą szerokość mostu obciążyć, czy tylko część, bo np. dla obciążenia, przedstawionego na fig. 191, ciśnienie w F jest ujemne. Znając linję wpływową, łatwo już wyznaczymy najniekorzystniejsze obciążenie dla ciśnienia na każdą belkę. Licząc dokładniej, uwzględnić możemy też odkształcenie rozpór[1]).

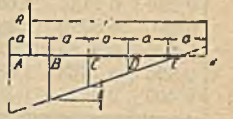


Fig. 191.

Dla mostów drogowych polskich liczyć należy wedle str. 755 i 756. Wtedy powyższe obliczenie odpada.

Obliczenie belek głównych. Obliczenie belek w dwu punktach podpartych nie przedstawia żadnych trudności. Przy belkach ciągłych, chcąc liczyć dokładniej, należałoby uwzględnić zgrubienia belek na podporach. Zmniejszają się przez to odstępy punktów stałych a i b. Strassner otrzymuje dla $n = \frac{v}{J_a}$, długości zgrubienia $\alpha\,l = l_1$, $l - 2\,l_1 = l_3$

$$a = \frac{l \cdot \eta'}{\eta + c_1\left(\eta_1 - \frac{\eta_1' \cdot l_1}{l_1 - a_1}\right)}, \quad b = \frac{l \cdot \eta'}{\eta + c_2\left(\eta_2 - \frac{\eta_2' \, l_2}{l_2 - b^2}\right)}$$

$$\eta' = 3 - 4\,\alpha\,(1 - n), \quad \eta = 1 - \alpha^2\,(3 - 1{,}6\,\alpha)\,(1 - n),$$

$$c_1 = \frac{J\,l_1}{J_1\,l}, \; c_2 = \frac{J\,l_2}{J_2\,l}, \quad a_1 \text{ i } b_2 \text{ są to odstępy punktów stałych sąsiednich przęseł. Wartości } \eta \text{ i } \eta' \text{ podaje tablica 2.}$$

Jeżeli belka jest połączona stale z filarami, musimy to w obliczeniu uwzględnić, zwłaszcza dla filaru[2]). Aby te momenty dodatkowe nie były za wielkie, należy filar zrobić tak cienki, jak tylko można.

Jeżeli belki są ramowe, to zwrócić należy uwagę, że zupełne utwierdzenie słupów da się z trudnością osiągnąć. Zwykle mamy utwierdzenie niezupełne albo też urządzamy przeguby, aby uzyskać jasne działanie sił.

Co do obliczenia belek bezprzekątniowych (Vierendeel'a) por. dział: „Statyka budowli", a także autora „Mosty żelbetowe", str. 40.

Ustrój mostów łukowych. Ogólne uwagi co do kształtu i obliczenia mostów kamiennych stosują się i do mostów żelbetowych. Mosty żelbetowe możemy budować dla większych rozpiętości niż kamienne, bo są one znacznie lżejsze od kamiennych. Także dla małych rozpiętości, dla których wpływ ciężaru ruchomego jest wielki i dla łuków płaskich, dla których $\frac{f}{l} \gtrsim \frac{1}{8}$ używamy łuków żelbetowych, gdyż ciągnienia występujące w kamiennych spowodowałyby pęknięcia. Dla średnich rozpiętości budujemy mosty betonowe bez uzbrojenia.

[1]) Por. autora: Rozkład ciężarów na belki mostów żelbetowych. Arch. Tow. Nauk. we Lwowie; także w Beton und Eisen 1922.

[2]) Por. autora: Mosty żelbetowe, str. 37.

Tablica 2.

α	$n=\frac{1}{5}$		$\frac{1}{10}$		$\frac{1}{15}$		$\frac{1}{20}$	
	η'	η	η'	η	η'	η	η'	η
0,1	0,9773	2,680	0,9744	2,640	0,9735	2,6268	0,9730	2,620
0,125	0,9650	2,600	0,9586	2,550	0,9571	2,5335	0,9564	2,525
0,150	0,9503	2,520	0,9441	2,460	0,9421	2,4402	0,9410	2,430
0,200	0,9136	2,360	0,9028	2,280	0,8992	2,2536	0,8974	2,240
0,250	0,8710	2,200	0,8438	2,100	0,8483	2,0671	0,8456	2,050
0,300	0,8185	2,040	0,7959	1,920	0,7884	1,8804	0,7845	1,860
0,350	0,7608	1,880	0,7309	1,740	0,7210	1,6938	0,7160	1,670
0,400	0,6976	1,720	0,6598	1,560	0,6472	1,5072	0,6409	1,480

α	$n=\frac{1}{30}$		$\frac{1}{40}$		$\frac{1}{50}$			
	η'	η	η'	η	η'	η		
0,1	0,9725	2,6136	0,9723	2,6100	0,9716	2,608		
0,125	0,9557	2,5170	0,9553	2,5125	0,9551	2,510		
0,150	0,9400	2,4204	0,9395	2,4150	0,9381	2,412		
0,200	0,8956	2,2272	0,8947	2,2200	0,8942	2,216		
0,250	0,8429	2,0340	0,8416	2,0250	0,8409	2,020		
0,300	0,7808	1,8408	0,7789	1,8300	0,7777	1,824		
0,350	0,7110	1,6476	0,7085	1,6350	0,7070	1,628		
0,400	0,6346	1,4544	0,6315	1,4400	0,6296	1,432		

Sklepienia pełne o wkładce gibkiej. Wkładki z żelaza okrągłego dajemy zazwyczaj obustronnie. Łączymy je wkładkami rozdzielającemi w odstępach 30—60 *cm* i strzemionami co 40—100 *cm* dla połączenia wkładek górnych i dolnych (fig. 192).

Stosunek $\frac{f}{l}$ wynosi zwykle $\frac{1}{5}$ do $\frac{1}{10}$, grubość w kluczu $\frac{1}{100}$ do $\frac{1}{160}$.

Przy moście na Varze zastosowano z powodu wielkich ciśnień beton uzwojony

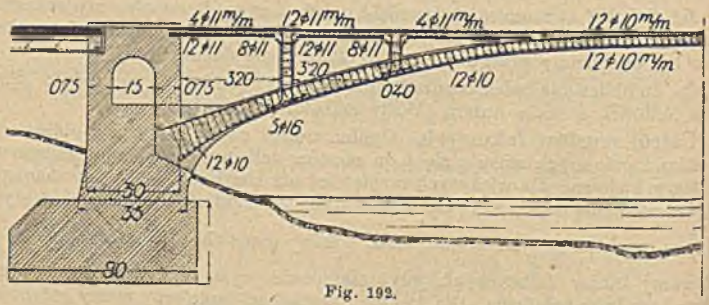


Fig. 192.

Sklepienia z wkładkami tęgiemi mogą być ustroju Wünscha (fig. 193. most w Serajewie) lub Melana (na Klokuczce w Czerniowcach; fig. 194). Łuki żelazne kratowe, blaszane lub dwuteowniki układamy w odstępie około 1 *m*. W kierunku poprzecznym łączy się łęki żelazne rozporami co 5—8 *m*. N

łękach żelaznych możemy zawiesić deskowanie dla betonowania; wskutek tego ciężar własny sklepienia niosą same łęki żelazne.

Hennebique używa mostów sklepionych dla $l > 10\ m$. Pomost składa się z płyty, podpartej żebrami. Przy mostach $l > 20\ m$ zakrzywia on płytę według kształtu łuku (fig. 195; most na Lys w Gandawie). Dla większych rozpiętości używa murów pachwinowych lub nawet tylko słupów.

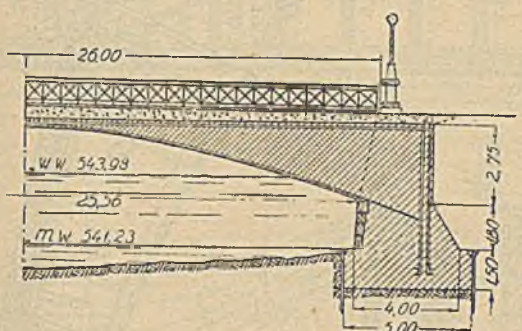
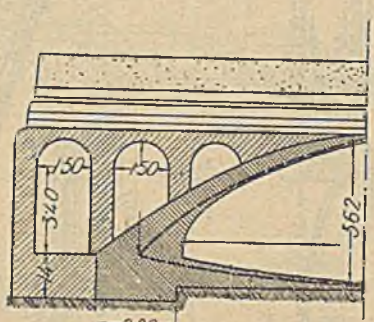


Fig. 193.



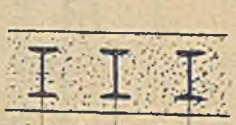


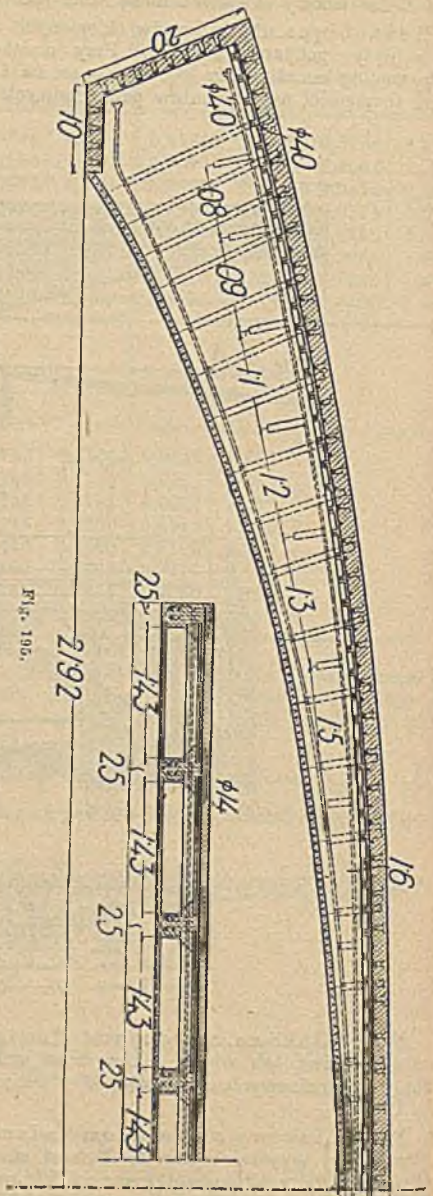
Fig. 194.

Mosty łukowe z osobnymi dźwigarami, pomost górą. Tu budujemy dwa lub więcej łuków, a na nich spoczywa pomost zapomocą murów pachwinowych. Przekrój łuków jest prostokątny (most w Trembowli; fig. 196).

Mosty łukowe z pomostem dołem budujemy w razie małej rozporządzalnej wysokości ustroju. Pomost zawieszony jest zapomocą słupów wiszących, których przekrój bywa zwykle prostokątny. Często końce łuku łączymy ściągnem (most na Sprewie w Lubinie, fig. 197). Połączenie ściągna z łukiem i jego przekrój por. fig. 198. Jeżeli łuk ma sam przyjąć na siebie momenty, a pomost nie ma go usztywniać, to robimy ściągna wąskie i sprę-

Fig. 196.

Fig. 195.



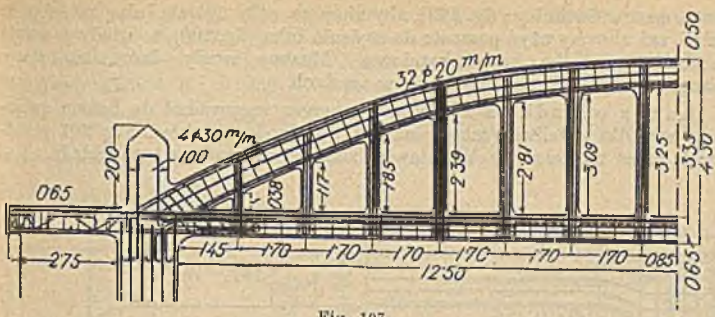


Fig. 197.

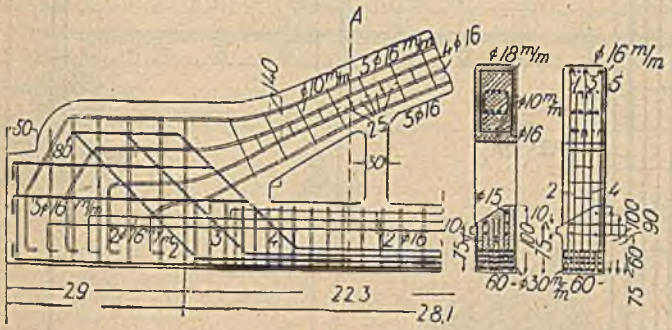


Fig. 198.

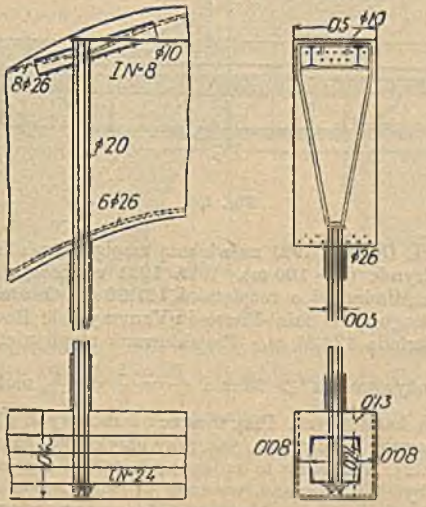


Fig. 199.

żyste (most w Świdnicy; fig. 199), aby nie przenosiły ugięcia łuku na ścięgna. Jeżeli zaś chcemy użyć pomostu do stężenia łuku (fig. 200), to wtedy powstaje paraboliczna belka bezprzekątniowa. Musimy wtedy dać silne słupy wiszące i odpowiednie połączenie w węzłach.

Łuki z wkładką z żeliwa. Emperger wprowadził do betonu owijanego wkładki z żeliwa (żelaza lanego) do słupów i łuków. Fig. 201 przedstawia most na Odrze w Wrocławiu, zbudowany według tego układu.

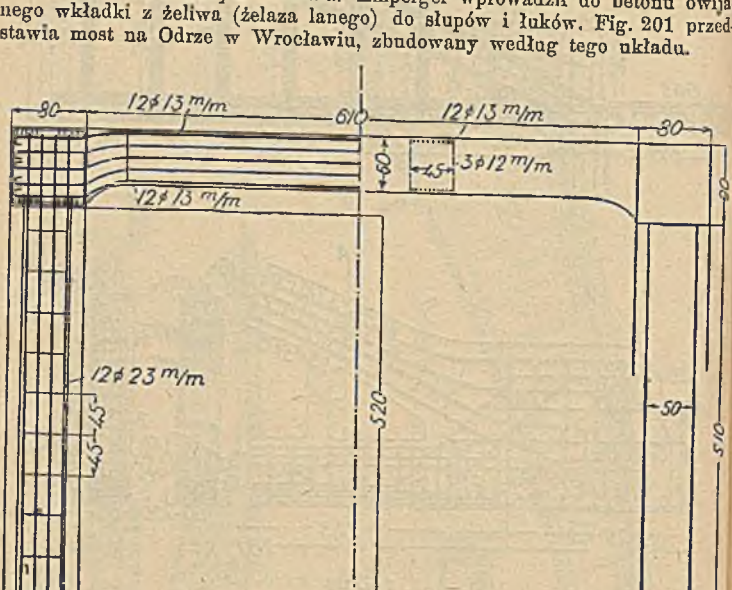


Fig. 200.

Rozpiętości. Do roku 1921 największą rozpiętość miał most Odrodzenia na Tybrze w Rzymie ($l = 100\ m$). W r. 1921 ukończono budowę mostu w Minneapolis na Mississippi o rozpiętości 121,92 m. Ostatnio wybudowano most żelbetowy drogowy w Saint-Pierre-du-Vauvray koło Rouen na Sekwanie o rozpiętości w świetle 131,81 m. Projektowano rozpiętości ponad 200 m.

Przeguby, używane dla $l > 25\ m$ i $\frac{f}{l} = \frac{1}{8}$ do $\frac{1}{15}$, można wykonać tak jak przy mostach kamiennych. Przy mostach żelbetowych używane są nadto półprzeguby, przeguby sprężynowe, jak przy przykryciu kanału św. Marcina w Paryżu (fig. 202). Przeguby te są znacznie tańsze i prostsze od innych. Przeguby mogą być też ołowiane, wreszcie żelazne, podobne do używanych przy mostach żelaznych. Fig. 203 przedstawia przegub mostu na Igelsbach. Przy mostach przegubowych musimy umożliwić płycie pomostowej ruchy

wskutek zmiany ciepłoty. Nad przegubami przeprowadzamy szczelinę przez mur czołowy aż do pomostu.

Obliczenie mostów łukowych. Najkorzystniejszy kształt łuku. Przyjąwszy punkta A i B (fig. 204), łączymy je i wyznaczamy wedle Melana rzędne η_1 dla $x = \frac{l}{4}$, przyczem $\eta_1 = \frac{17\,q_0 + 7\,q_1}{16\,(5\,q_0 + q_1)} f$, jeżeli q_0 i q_1 oznaczają ciężar jednostkowy w kluczu i w węzgłowiu. Promień krzywizny w kluczu $r_0 = \left(5 + \frac{q_1}{q_0}\right) \frac{l^2}{48\,f}$.

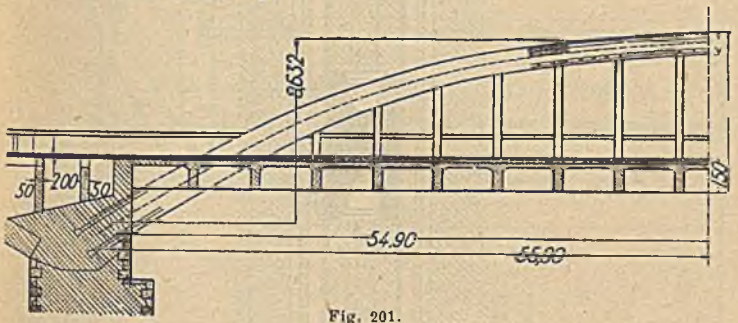


Fig. 201.

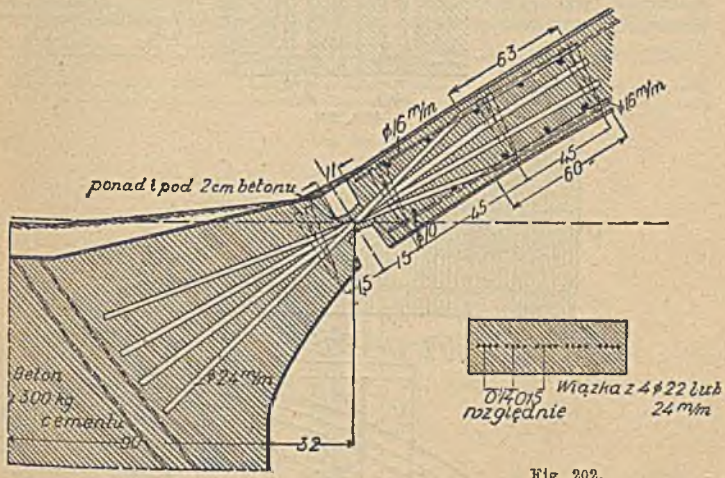


Fig. 202.

Grubość sklepienia. Dla mostów żelbetowych możemy przyjąć w przybliżeniu grubość w kluczu $g_0 = 10 + l$, jeżeli g_0 w cm, zaś l w m. Dla łuków betonowych $g_0 = 15 + 1{,}3\,r_0$, przyczem $r_0 = \frac{l^2 + 4\,f^2}{8\,f}$. Wzory dokładniejsze teoretyczne por. autora Mosty żelbetowe, str. 69 i nast.

Obliczenie naprężeń w łukach. Naprężenia wyznaczamy dla $l < 20\,m$ zapomocą linji ciśnienia, dla $l > 20\,m$ na podstawie linij wpływowych.

Jeżeli ciągnienia nie przekraczają 10 kg/cm^2, obliczamy naprężenia wedle fazy I., powyżej tej granicy wedle fazy II. Siły zewnętrzne oblicza się zawsze wedle fazy I., przyczem $n = 10$.

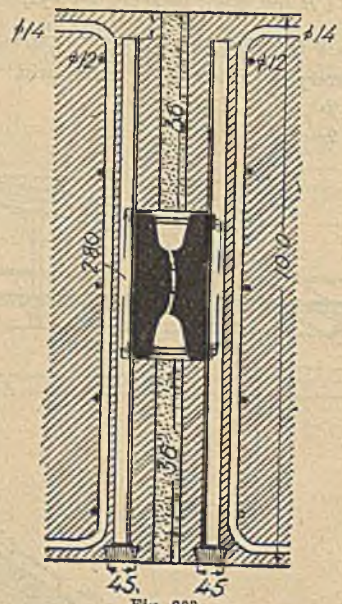


Fig. 203.

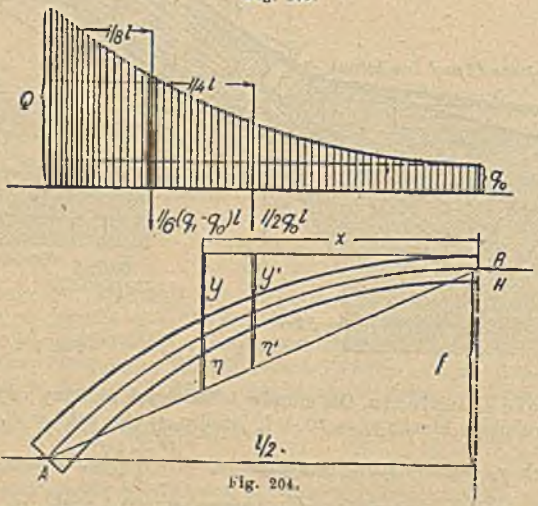


Fig. 204.

Polskie przepisy o budowie i utrzymaniu mostów drogowych z r. 1926 § 76. 2. Przy obliczaniu dźwigarów żelaznobetonowych statycznie niewyznaczalnych (hyperstatycznych) należy przekroje i momenty bezwładności przekrojów, złożonych z betonu i żelaza, zastąpić przekrojami sprowadzonymi (idealnymi), przyjmując, że każdy element przekroju żelaza w równaniach sprężystości posiada 10-krotną wartość takiegoż elementu

przekroju betonu. Przy tem należy przyjąć spółczynnik sprężystości betonu tak dla rozciągania, jak i dla ściskania równy 210.000 kg/cm^2.

Mosty wyjątkowe, filary i przyczółki. Mosty ukośne żelbetowe nie przedstawiają takich trudności, jak mosty kamienne. Mury pachwinowe urządzamy równolegle do przyczółka.

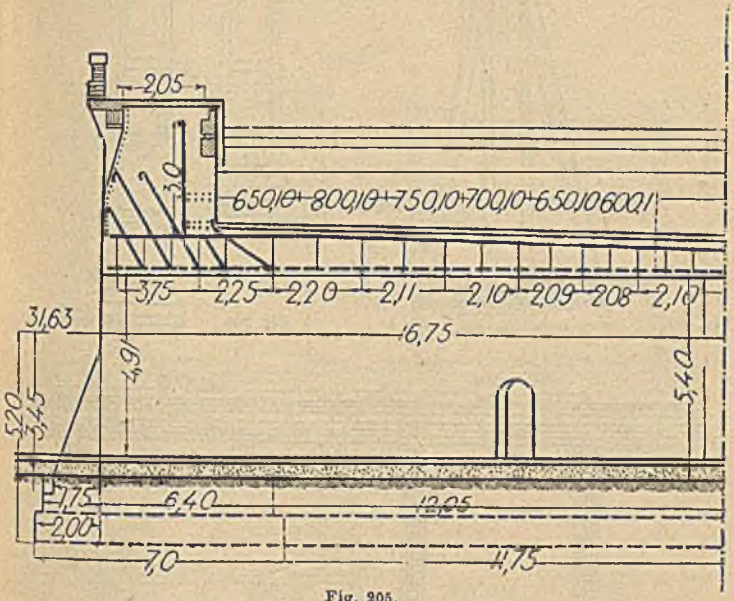


Fig. 205.

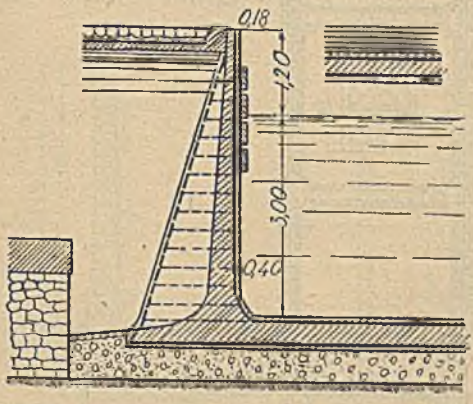


Fig. 206.

Mosty kanałowe i wodociągowe. Mosty kanałowe budujemy coraz częściej żelbetowe. Fig. 205 przedstawia most nad koleją Szczecin—Eberswalde. Przy małych rozpiętościach koryto samo się podtrzymuje, przy większych musi być podparte, a wtedy ściany boczne liczymy tylko na parcie wody

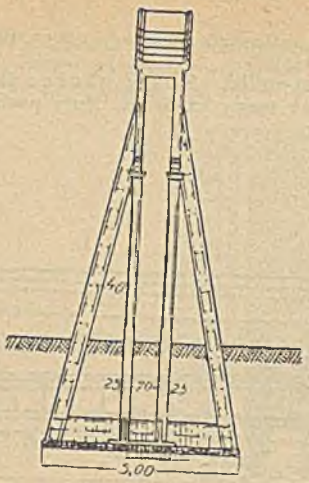


Fig. 207.

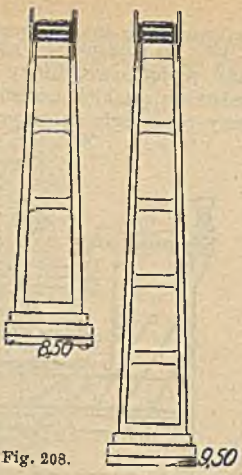


Fig. 208.

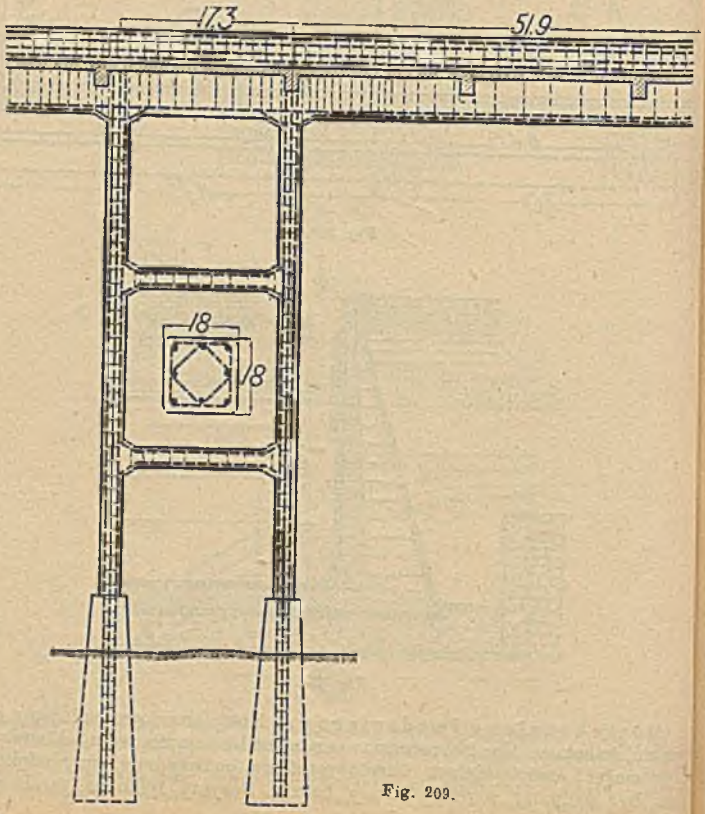
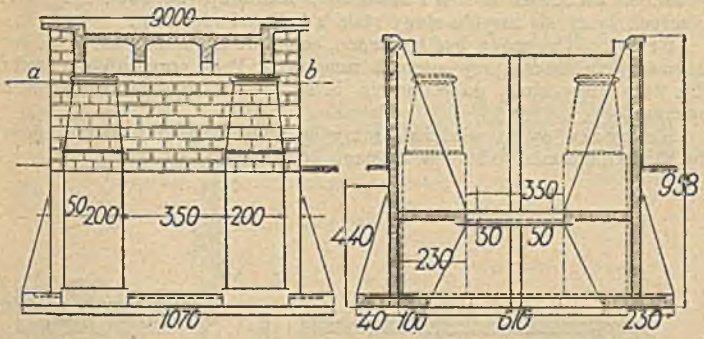


Fig. 209.

Fig. 210.



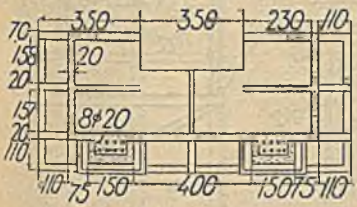


Fig. 211.

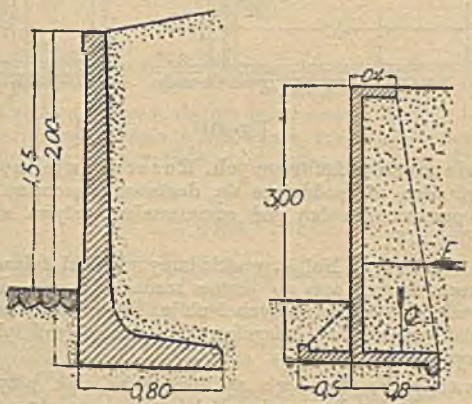


Fig. 212.

(fig. 206). Ściany koryta, względnie skrzydła należy jak najdalej wpuścić w nasyp, aby zapobiec przesiąkaniu wody. Oddzielenie koryta od belki jest korzystne, bo można belce dać kształt korzystniejszy. Jako belek lepiej

używać sklepień, niż belek prostych, a wtedy ze względu, że tu ciężar stał
oś sklepienia wpada na linję ciśnienia. Dla uniknięcia szczelin należy przy
mować małe rozpiętości. W korycie urządzamy szczeliny co 20—30 *m*, któ
zakrywamy blachą falistą, uszczelnioną asfaltem lub kauczukiem.

Filary żelbetowe dzielimy zazwyczaj na poszczególne słupy podobn
jak w jarzmach drewnianych (fig. 207). Często na cokole umieszczamy słup
połączone rozporami (fig. 208). Czasami fundujemy słupy osobno, jak prz
wiadukcie na Arroco seco w Passadeno w Kalifornji (fig. 209). Przy belkac
ciągłych łączy się zwykle słupy stale z belkami (fig. 210).

Przyczółki mogą być kamienne, betonowe lub żelbetowe. Żelbetowyc
używamy zwłaszcza przy mostach ramowych. Przy przyczółku w Samborz
(fig. 211) słupy służą do podparcia belek, reszta przyczółka stanowi mu
oporowy.

Skrzydła są to właściwie mury oporowe. Przekroje ich widzimy n
fig. 212. Obliczenie podane w Mostach żelbetowych, str. 92.

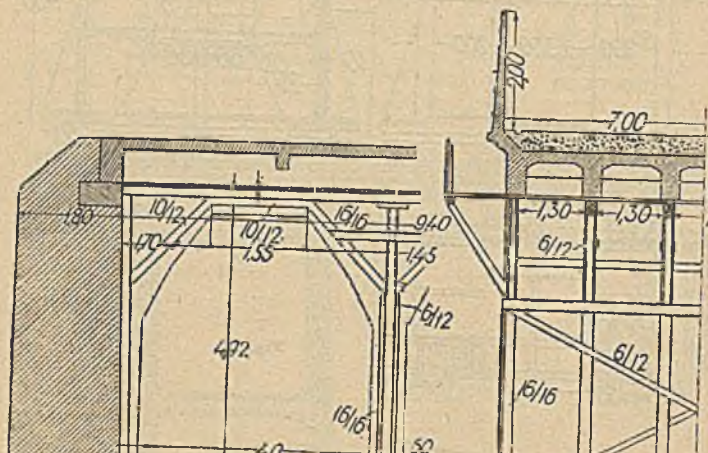


Fig. 213.

Wykonanie mostów żelbetowych. Rusztowanie mostów belko
wych ma być silne, nie poddające się, deskowanie szczelne. Aby podcza
budowy mieć przestrzeń wolną pod rusztowaniem, używa się często belek
rozporowych (fig. 213).

Wykonanie belek. Najpierw układamy wkładki żelazne i przytwier
dzamy zapomocą drutu 1 *mm* do prętów rozdzielających. Potem betonuje
się w warstwach 15—20 *cm* grubych i ubija. Dla ochrony od dymu często
maluje się belki preparatami dziegciowymi i asfaltowymi lub też wyprawę
naciera się czystym cementem.

Rusztowania krążynowe są takie same, jak przy mostach ka
miennych, muszą być tylko trochę silniejsze ze względu na wstrząśnienia
przy ubijaniu betonu. Krążyny podwyższamy w kluczu 3—8 *cm* ze względu
na zniżenie po wykonaniu sklepienia.

Przy ustroju Melana zawieszamy deskowanie na tęgim łuku żelaznym za
pomocą opasek lub śrub (fig. 214).

Betonowanie sklepień wykonywa się najlepiej w warstwach, przechodzących przez całą szerokość sklepienia. Na fig. 215 widzimy, w jakim

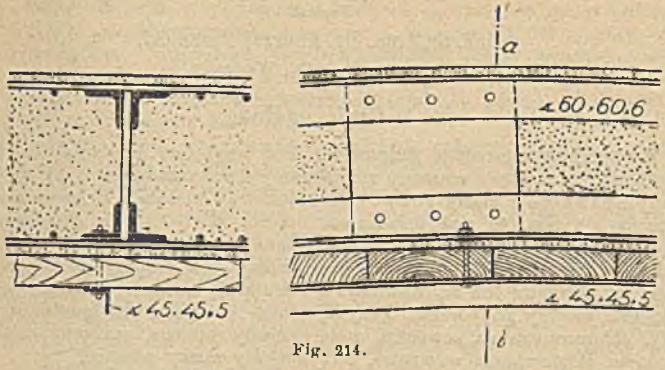


Fig. 214.

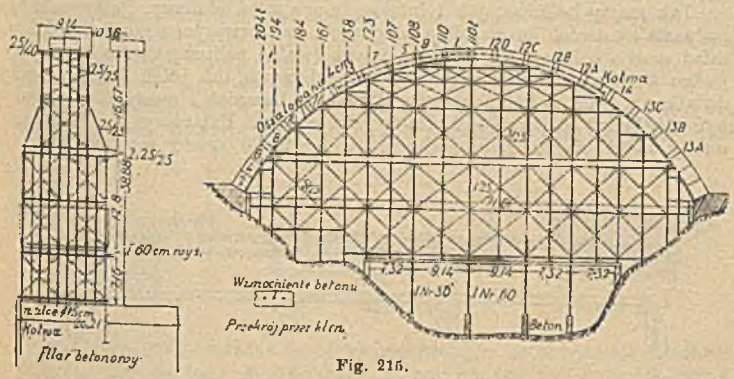


Fig. 215.

porządku wykonywano warstwy. Poszczególne warstwy podpieramy tymczasowo.

Zdjęcie krążyn odbywa się po dostatecznem stężeniu betonu, a więc około 5 tygodni po ukończeniu betonowania, przy użyciu cementu wyborowego znacznie prędzej. Przyrządów w tym celu używa się tych samych, co przy mostach kamiennych.

LITERATURA.

Thullie M. dr.: Mosty żelbetowe. Lwów 1921.
Thullie M. dr.: Rozkład ciężarów na belki mostów żelbetowych, Arch. Tow. Nauk. we Lwowie; także w Beton und Eisen 1922.
Tedesco et Forestier: Mannel théorique et pratique du constructeur en ciment armé, II ed. Paryż i Leodjum 1920.
Waddell: Bridge Engineering. New York 1916.
Emperger: Handbuch für Eisenbetonbau, Bd. VI., II. w. 1911. Bd. VII. III. w. Bogenbrücken. Berlin 1921.
Kersten C.: Brücken in Eisenbeton, I. Platten und Balkenbrücken, IV. w. Berlin 1918, II. Bogenbrücken, II. w. Berlin 1910.
Saliger R.: Der Eisenbeton, seine Berechnung und Gestaltung, IV. w. 1920, V. w. 1920.
Schächterle Dr. K. W.: Eisenbetonbrücken, II. w. Berlin i Lipsk 1920.
Santarella e Miozzi: Ponti italiani in cemento armato. Medjolan 1924.

Mosty żelazne.

Napisał
inż. dr. kom. Dr. Andrzej Pszenicki,
profesor politechniki, Warszawa.

I. Część ogólna.

Klasyfikacja mostów żelaznych. Pod względem działania dźwigarów głównych na podpory mostowe rozróżniamy dwa zasadnicze typy mostów: mosty belkowe i mosty rozporowe (łukowe i wiszące). Pierwsze charakteryzują się tem, że pod działaniem na nie zewnętrznych sił pionowych wywołują na podpory ciśnienia tylko pionowe, drugie zaś pod działaniem tychże sił zewnętrznych pionowych dają ciśnienia na podpory ukośne, skierowane na zewnątrz lub na wewnątrz i starają się zwiększyć lub zmniejszyć odległość między podporami. Przy ukośnem działaniu dźwigarów na podpory, skierowanem na zewnątrz, mamy mosty łukowe, zaś przy działaniu ukośnem, skierowanem wewnątrz, otrzymujemy mosty wiszące.

Tak mosty belkowe, jak i łukowe, mogą mieć odmiany. Belka może być podparta na dwóch lub na kilku podporach: w pierwszym wypadku będziemy mieć most o belkach prostych rozciętych (wolno podpartych), w drugim wypadku most o belkach ciągłych bezprzegubowych, lub jeżeli damy przeguby dodatkowe, most o belkach wspornikowych. Również i mosty łukowe mogą być ciągłe lub wspornikowe. Na fig. 216 *a* (most Pałacowy w Petersburgu) mamy belki ciągłe, dwuprzęsłowe, na fig. 216 *b* mamy most układu mie-

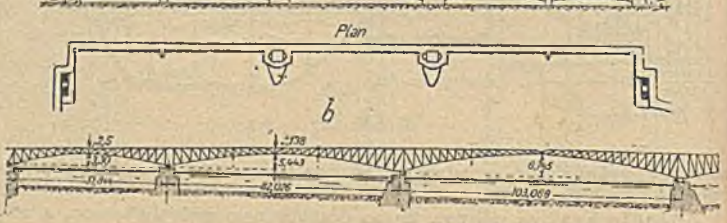


Fig. 216 *a, b.*

szanego: belkowy wspornikowy i łukowy wspornikowy (Troicki most w Petersburgu). Pod względem kształtu zewnętrznego mogą być mosty o obu pasach prostych, o jednym pasie prostym i drugim krzywym lub wielobocznym, paraboliczne, hyperboliczne, o obu pasach krzywych lub wielobocznych (system Pauli, łukowe ze ściągiem).

W zależności od ustroju ścianki, łączącej pasy dźwigara, mamy mosty o ściance pełnej lub kratowe. Te ostatnie zaś mogą mieć kratę pojedynczą lub wielokrotną, statycznie wyznaczalną lub statycznie niewyznaczalną. Mosty belkowe o ściance pełnej zwykle stosuje się do rozpiętości do 20 *m*. Do tej rozpiętości są one ekonomiczniejsze i lżejsze. Przy większej rozpiętości waga własna mostów kratowych staje się już mniejsza w porównaniu z wagą własną mostów o ściance pełnej, lecz wykonanie tych ostatnich jest znacznie prostsze, a zatem i tańsze. Ostateczna przewaga tego lub innego systemu pod względem taniości zależy od stosunku kosztów materjału i robocizny. W Ameryce mosty o ściance pełnej budują do rozpiętości

35 *m*. Mosty belkowe rozcięte (wolno podparte) mamy do rozpiętości 204 *m*, wspornikowe do rozpiętości 550 *m*, łukowe do 250 *m*, wiszące do 490 *m*. Przy bardzo dużych rozpiętościach możliwe są jedynie mosty wiszące; projekty tych mostów doprowadzone były do rozpiętości 945 *m* przy szerokości mostu 35 *m*. Największa możliwa rozpiętość mostu żelaznego wiszącego, jak to wykazały prace komisji, która opracowywała projekt mostu przez rzekę Hudson, mogłaby być doprowadzona nie więcej, niż do 1320 *m*. Waga mostu wynosiłaby koło 93 *t* / *m* b.

W zależności od położenia pomostu rozróżniamy mosty z jazdą górą, z jazdą dołem lub jazdą po środku. Mosty z jazdą górą stosujemy zwykle, jeżeli wysokość ustrojowa mostu może być znaczna i jeżeli przeto dźwigary główne można umieścić pod pomostem. W mostach kolejowych o niewielkich rozpiętościach (do 35 *m*) mamy możność obejścia się bez belek poprzecznych i podłużnych i układać mostownice (podkłady) bezpośrednio na dźwigarach głównych (fig. 217). W mostach szerokich drogowych możemy dawać kilka dźwigarów głównych, co zmniejsza znacznie wagę pomostu a przez to i całego mostu. Nadto jazda górą daje nam mosty otwarte, które nie zakrywają nam widoku, co również należy do zalet tego ustroju. Lecz, o ile w mostach szerokich można je stosować z wygodą do dużych rozpiętości, o tyle w mostach nie szerokich (kolejowych jednotorowych) przy większej rozpiętości mogą okazać się niedogodne, gdyż wymagają większej odległości pomiędzy dźwigarami, niż przy umieszczeniu pomostu w dole, tj. przy zastosowaniu jazdy dołem.

Przy niewielkiej wysokości ustrojowej stosujemy zwykle jazdę dołem (fig. 218). Jazda pośrodku (fig. 219), lub w górze pomiędzy pasami dolnym

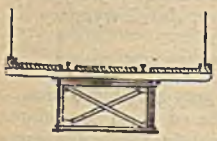


Fig. 217.

Fig. 218.

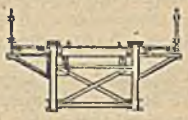


Fig. 219.

i górnym może być urządzona przedewszystkiem, gdy na to pozwala wysokość ustrojowa i gdy oba pasy, górny i dolny, są krzywe, gdy wysokość dźwigarów jest niedostateczna, aby je można było powiązać u góry i chodzi o zmniejszenie wysokości dźwigarów, wystającej ponad pomostem dla tych lub innych przyczyn, np. dla zwiększenia sztywności słupków.

Zależność poprzecznego przekroju mostu od wysokości ustrojowej. Jeżeli nie jesteśmy ograniczeni co do wysokości ustrojowej, to mosty o niewielkiej i średniej rozpiętości robimy zwykle z jazdą górą, które prócz innych zalet (lepsze usztywnienie poprzeczne) są zwykle tańsze. Przy rozpiętości około 65—70 *m* waga mostów kolejowych z jazdą górą lub dołem jest mniej więcej jednakowa. Przy większej rozpiętości mosty z jazdą dołem są lżejsze od mostów z jazdą górą. W mostach z jazdą górą możemy zmniejszyć rozstaw między dźwigarami, zatem otrzymujemy poprzecznice lżejsze, możemy dobrze połączyć dźwigary główne tężnikami poprzecznemi, przez co osiągamy równomierniejszą pracę dźwigarów przy nierównomiernem obciążeniu dźwigarów; ilość dźwigarów może być dowolna w zależności od szerokości mostu i odpowiadać najmniejszej wadze całego mostu. Dając mniejszą odległość pomiędzy dźwigarami skrajnemi, niż w mostach z jazdą dołem, możemy zmniejszyć szerokość przyczółków i długość filarów. Wreszcie, przy jeździe górą mamy most otwarty, zatem dobrą komunikację na szerokości mostu, co ma niewątpliwe zalety zwłaszcza w mostach długich.

Jeżeli wysokość ustrojowa mostu jest mała, wtedy stosujemy mosty z jazdą dołem. Te ostatnie mogą być otwarte, tj. takie, które nie mają

ponad pomostem wiązań, łączących dźwigary ze sobą, albo mosty zamknięte, gdy ponad pomostem są wiązania — tężniki, które łączą dźwigary ze sobą. Drugi ustrój jest lepszy, gdyż tężniki podłużne, łącząc pasy górne, usztywniają je i nadają im większą stateczność. Aby jednak można było stawiać tężniki górne podłużne, trzeba mieć odpowiednią wysokość dźwigarów, która jest zależna od rozpiętości mostu. W mostach kolejowych tężniki górne można dawać przy rozpiętościach nawet od 32 *m*. W mostach drogowych, w których wolna wysokość przejazdu jest mniejsza, niż w mostach kolejowych, tężniki górne można dawać i przy nieco mniejszej rozpiętości.

Rozpiętość teoretyczna dźwigarów. Mając rozpiętość danego przęsła w świetle L, możemy znaleźć rozpiętość teoretyczną l dźwigarów, o ile są dane wymiary ciosów podporowych, na których spoczywają poduszki czyli łożyska[1]) mostowe. Nie mając wymiarów ciosów, można w przybliżeniu znaleźć rozpiętość teoretyczną dla mostów belkowych ze wzoru $l = \alpha L$, gdzie spółczynnik α można przyjąć równym w zależności od rozpiętości L (fig. 220) według poniżej podanej tablicy:

$L = m$	15	30	40	50	60	80	100
α	1,08	1,05	1,04	1,035	1,03	1,025	1,02

Mając teoretyczną rozpiętość l, możemy znaleźć wagę mostu według jednego ze wzorów empirycznych i obciążenie ruchome; zatem będziemy mieć ciśnienie na podporę A, które da nam możność znaleźć wymiary ciosu podporowego przy dopuszczalnem naprężeniu k na mur. Jeżeli wymiary ciosu są a i b, to mamy: $ab = \frac{A}{k}$ i przy $a = nb$, otrzymujemy $a = \sqrt{\frac{nA}{k}}$. Rozpiętość $l = L + a + 2c$, wielkość odsadzki c przyjmujemy równą od 15 do 30 *cm* i dajemy ją, aby lepiej rozłożyć ciśnienie od ciosu podporowego na mur i aby można było ustawiać na niej dźwigi przy podnoszeniu dźwigarów.

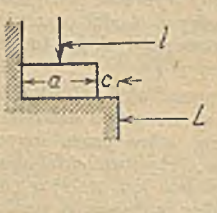


Fig. 220.

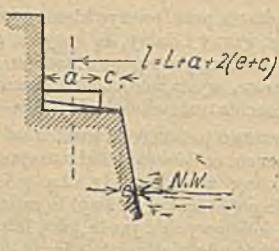


Fig. 221.

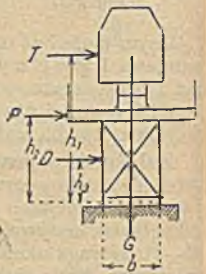


Fig. 222.

Dopuszczalne naprężenie k na mur zwykły przyjmujemy około 10—12 *kg/cm²*, zaś na mur ciosowy w zależności od jakości kamienia $k = 20—30$ *kg/cm²*. Otrzymaną tym sposobem rozpiętość teoretyczną l zaokrąglamy zwykle tak, aby ona była wielokrotna do długości przedziału mostu, lub wyrażała się w całkowitych metrach. Czasem przy większej wysokości podpór do wielkości $L + a + 2c$ dodają jeszcze pochylenie bocznych ścianek podpór $2c$, liczone od podstawy ciosu do poziomu wody normalnej, mając na uwadze, że rozpiętość w świetle L winna być mierzona na tym poziomie (fig. 221).

[1]) „Łożysko", wyraz używany w Małopolsce i Wielkopolsce, „poduszka" w b. zaborze rosyjskim.

W mostach łukowych rozpiętość teoretyczna zależy od stosunku strzałki łuku do rozpiętości. Dla łuków wyniosłych rozpiętości teoretyczna jest zwykle nieco większa od rozpiętości w świetle, zaś w łukach płaskich, odwrotnie, rozpiętość teoretyczna jest mniejsza od rozpiętości w świetle. W mostach łukowych można zatem dla pierwszego przybliżenia przyjąć, że $l = L$, znaleźć ciśnienie na podporę A od jednego dźwigara, znaleźć wymiary płyty łożyskowej i ciosu podporowego, naszkicować cios i łożysko, i następnie już przeprowadzić obliczenie rozpiętości teoretycznej.

Szerokość mostu, wysokość wolna przejazdu i odległość między dźwigarami. Szerokość mostu zależy przedewszystkiem od zadanej szerokości części przejazdowej, od rozpiętości mostu i od stateczności w zależności od sił poziomych: parcia wiatru, siły odśrodkowej w moście w krzywej.

W mostach kolejowych o niewielkich rozpiętościach z jazdą górą najmniejszą szerokość przyjmuje się 1,8 m przy dostatecznej stałości mostu przeciw wywracaniu się pod działaniem parcia wiatru i siły odśrodkowej, jeżeli most leży w krzywej. Zatem, jeżeli oznaczymy (fig. 222) siłę parcia wiatru na tabor kolejowy przez T, na pomost przez P i na dźwigary przez D, zaś odległość wypadkowych tych sił do dołu dźwigara (do osi czopa łożyskowego) odpowiednio przez h_1, h_2 i h_3, wagę mostu wraz z obciążeniem przez G i odległość dźwigarów przez b, to przy spółczynniku stateczności 1,5 mamy:

$$b \geqq \frac{3{,}0\,(Th_1 + Ph_2 + Dh_3)}{G}.$$

W mostach o znacznej wysokości, szczególniej z jazdą górą, by osiągnąć dostateczną stałość mostu (spółczynnik pewności 1,2—1,5) przeciw wywracaniu się pod działaniem sił poziomych, należy stawiać dźwigary pochyło. Nadto odległość między dźwigarami winna być taka, aby była zabezpieczona sztywność mostu w płaszczyźnie poziomej, aby pod działaniem parcia wiatru most w planie zbytnio się nie uginał. Aby zabezpieczyć dostateczną sztywność mostu w planie odległość b pomiędzy dźwigarami mostów o dużych rozpiętościach nie powinna być mniejsza od $\frac{1}{20}\,l$, w stosunku zaś do wysokości H dźwigarów przy pasach prostych winno być $b \geqq 0{,}4\ H$. przy pasach zaś krzywych $b \geq 0{,}33\,H$.

W mostach z jazdą dołem najmniejsza szerokość mostu określa się szerokością skrajni (por. str. 235, fig. 267), w granice której nie może wkroczyć żadna część konstrukcji mostowej, zatem $b = 4{,}40\ m$. Odległość pomiędzy osiami dźwigarów będzie tutaj zależna od wystawania dźwigarów ponad nawierzchnią części przejazdowej.

Jeżeli wystająca część dźwigarów nie dochodzi do pierwszego odskoku skrajni, odległość pomiędzy dźwigarami może być w granicach 3,2—3,4 m (fig. 223 a). Przy wystającej części dźwigarów na wysokości pomiędzy pierwszym i drugim odskokiem odległość ta winna być w granicach 3,7—4,8 m (fig. 223 b). Przy wyższych dźwigarach szerokość w świetle musi wynosić 4,4 m, zatem odległość między osiami dźwigarów będzie najmniej 4,8 m, mając na uwadze, że szerokość pasów wynosi conajmniej 40 cm (fig. 223 c). Inne warunki, którym powinna odpowiadać szerokość mostu z jazdą dołem,

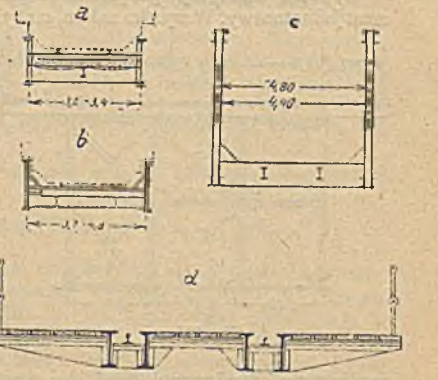


Fig. 223 a, b, c, d.

są te same, które były wskazane wyżej. Dla mostów kolejowych dwutorowych szerokość się zwiększa o 3,5 *m*, tj. o odległość pomiędzy osiami torów.

W mostach kolejowych jednotorowych zwykle dajemy dwa dźwigary, a tylko w wypadkach, gdy wysokość ustrojowa mostu jest bardzo mała, cztery dźwigary, t. zw. bliźniacze (fig. 223 *d*). Dźwigary, które tworzą parę, są wtedy zbliżone do siebie do odległości około 300 *mm*. W mostach dwutorowych ilość dźwigarów może być: dwa, trzy lub cztery. Przy dwóch dźwigarach szerokość mostu może być najmniejsza, gdyż skrajne szyny mogą leżeć nad dźwigarami, odległość wtedy między dźwigarami przy jeździe górą będzie 5 *m*, przy jeździe zaś dołem odległość ta musi wynosić 7,90 *m* + *S*, gdzie *S* jest szerokością pasa dźwigara, zatem najmniej 8,3 *m*.

Stosowanie w mostach dwutorowych dwóch dźwigarów ma tę niedogodność, że dźwigary otrzymują niejednakowe obciążenie, co powoduje ich niejednakowe ugięcie. Przy jeździe górą można odpowiednio połączyć dźwigary tężnikami poprzecznemi i sprowadzić różnicę ugięć do minimum. Przy jeździe dołem stężenie poprzeczne jest dość trudne, ugięcie otrzymuje się niejednakowe, w przekroju poprzecznym most się zniekształca, psując połączenia belek poprzecznych z dźwigarami. Dlatego w tym wypadku lepiej dawać połączenie belek poprzecznych z dźwigarami przegibne, a nie sztywne.

Fig. 224.

Przy trzech dźwigarach (fig. 224) przy jeździe dołem szerokość mostu zwiększa się o szerokość pasa dźwigara środkowego, który zwykle jest dwa razy silniejszy, niż dźwigary skrajne. Wady, podane powyżej co do ugięć i zniekształcenia przekroju poprzecznego mostu przy dwóch dźwigarach, mają oczywiście miejsce i przy trzech dźwigarach.

Dając cztery dźwigary, możemy mieć trzy następujące kombinacje:

a) Dwa dźwigary połączone odpowiednio ze sobą tworzą niezależny most jednotorowy. Wszystko zatem, co było powiedziane o mostach jednotorowych, ma tutaj całkowite zastosowanie. Dla mostów o niewielkich rozpiętościach przeważnie stosujemy taki ustrój, gdyż to nam daje możność przedewszystkiem podczas remontu połowy mostu zachować ruch w zupełności na drugiej połowie. Następnie przy budowie linji kolejowej przy niewielkim ruchu daje nam możność budować budowę wierzchnią mostu dla jednego toru i tylko w miarę wzmożenia się ruchu dobudować przęsło dla drugiego toru. Wymaga to wprawdzie nieco szerszych podpór, gdyż pomiędzy środkowemi dźwigarami musi być pewien wolny odstęp około 0,8 *m*, aby można było nitować.

Fig. 225.

b) Dwa dźwigary, będąc niezależne pod względem sił i odkształceń pionowych od drugich dwóch dźwigarów, są połączone ze sobą tak, aby mogły się wspomagać pod względem parcia wiatru, aby przy zmniejszeniu odległości pomiędzy dźwigarami każdej pary zapewnić jednakowoż ich stałość przez odpowiednie połączenie jednej pary z drugą na podporach.

c) Wreszcie trzecia kombinacja przy jeździe górą powstaje, gdy wszystkie dźwigary są ze sobą połączone tężnikami pionowemi (fig. 225). Daje ona nam możność zmniejszyć odległość pomiędzy skrajnemi dźwigarami, przez co zmniejsza się szerokość podpór, lecz za to przy obciążeniu jednego toru zniekształcenie poprzeczne mostu ma miejsce.

Jeżeli most z jazdą dołem leży w krzywej, wtedy, ponieważ szyna zewnętrzna wznosi się nad szynę wewnętrzną na wielkość h, szerokość mostu musi być zwiększona nie tylko o strzałkę łuku f, odpowiadającą długości przęsła, lecz nadto na poszerzenie wskutek pochylenia obrysia (por. str. 752 i 753, fig. 4 i 5).

Przy jeździe górą poszerzenie mostu położonego w krzywej, w porównaniu z mostem, leżącym na linji prostej, odpowiada tylko strzałce. Ponieważ tutaj mamy dodatkową siłę poziomą odśrodkową, przeto przy określeniu stałości mostu siła ta powinna być uwzględniona.

Wysokość ustrojowa mostów. Wysokość ustrojowa mostu zależy od warunków miejscowych. Mogą one określać ściśle granice poziomu stopy szyny mostu kolejowego lub poziomu górnej krawędzi nawierzchni pomostu mostu drogowego. Również mogą ograniczać obniżenie dolnej krawędzi budowy wierzchniej mostu na całej jego długości lub też częściowo. Mając takie warunki, musimy stosować ustrój taki, któryby czynił im zadość, zatem posiadał odpowiednią wysokość ustrojową. Dane przeto ilościowe, dotyczące wysokości ustrojowej mostów, mogą być rozważane pod kątem, że miejscowe warunki nie ograniczają tej wysokości i że, stosując ten lub inny ustrój budowy wierzchniej, możemy wysokość ustrojową nadawać taką, jaka okaże się najdogodniejsza dla danego systemu, a więc stosując most z jazdą górą, nadać wysokość dźwigarom na podporze i w przelocie taką, jaka wypada najdogodniejsza pod względem wagi mostu; przy jeździe dołem poprzecznicom nadać wysokość, jaka okazuje się najdogodniejsza również pod względem wagi, tj. np. $\frac{1}{5} - \frac{1}{8}$ rozpiętości.

Tymczasem z warunków miejscowych może wynikać, że trzeba stosować belki poprzeczne lub nawet dźwigary główne ustroju belkowego $\frac{1}{24}$ rozpiętości, by zmniejszyć do minimum wysokość ustrojową. Najmniejszą wysokość ustrojową można osiągnąć pośrodku danego przęsła w mostach z jazdą górą w układach łukowych. Wysokość tę można doprowadzić do $h = \frac{l}{60} + 0{,}35\ m$, jeżeli rozpiętość l wyrazimy w metrach, w mostach zaś belkowych wysokość ta może być sprowadzona do $h = \frac{l}{20-23} + 0{,}35\ m$ przy jeździe górą, i w mostach kolejowych nawet do $h = \frac{l}{20}\ m$.

W normalnych warunkach wysokość ta zależy od ustroju jezdni, od sposobu połączenia poprzecznic z dźwigarami, wreszcie od tego lub innego systemu samych dźwigarów głównych. Nie będziemy tutaj podawać tych wielkości przy różnych ustrojach, gdyż podanie ich często tylko w błąd wprowadza tych, którzy korzystają z takich wzorów, a szczególniej, jeżeli warunki miejscowe są w niezgodzie ze wzorami. Jak rozważymy dalej ustrój poszczególnych części mostów, z których składa się całość budowy wierzchniej, wtedy każdy może łatwo znaleźć, w jakich granicach może się znajdować wysokość ustrojowa jednego i tego samego systemu mostu. Ogólnie tutaj musimy tylko zaznaczyć, że, stosując belki niewielkiej wysokości, musimy takowe obliczać nie tylko ze względu na wytrzymałość, lecz również i ze względu na sztywność. O ile bowiem stosujemy belki nor-

malnej wysokości w granicach nie mniej niż $\frac{1}{12}$ rozpiętości w mostach kolejowych i do $\frac{1}{15}$ rozpiętości w mostach drogowych, to sztywność belki jest dostateczna. Poza temi granicami przy dopuszczalnych naprężeniach zwykłych sztywność może się okazać niedostateczna. Ugięcie belki może być zbyt duże i w tych wypadkach wypadnie znacznie obniżyć dopuszczalne naprężenia, by ugięcie nie przekraczało wymaganej wielkości.

W normalnych warunkach możemy przyjmować następujące wysokości ustrojowe mostów w zależności od ich ustroju:

1. Mostownice leżą bezpośrednio na dźwigarach (fig. 226 *a*):

$$h = \frac{l}{7 \text{ do } 10} + 0{,}30\ m.$$

2. Na dźwigarach głównych postawione są belki poprzeczne, do belek poprzecznych przynitowane są belki podłużne i na tych ostatnich ułożone są mostownice (fig. 226 *b*):

$$h = \frac{l}{7 \text{ do } 10} + \frac{b}{6 \text{ do } 8} + 0{,}30\ m.$$

3. W moście z jazdą dołem belki podłużne przynitowane są do belek poprzecznych tak, że pasy górne poprzecznic i podłużnic leżą w jednym poziomie. Na podłużnicach ułożone są mostownice (fig. 226 *c*):

$$h = \frac{b}{5 \text{ do } 15} + 0{,}30\ m.$$

4. Most z jazdą dołem; na podłożu z blach cylindrycznych lub nieckowych jest podsypka i na niej podkłady (fig. 227 *a*):

$$h = \frac{b}{5 \text{ do } 10} + 0{,}35\ m.$$

5. W moście z jazdą dołem dźwigary główne połączone są blachą falistą o fali prostokątnej nitowanej i szyny ułożone na podkładach drewnianych (fig. 227 *b*):

Wysokość ustrojowa mostów jednotorowych: $h = 270—450\ mm$, mostów dwutorowych: $h = 500—530\ mm$.

6. Przy małej wysokości ustrojowej, gdy dźwigary nie mogą się wznosić ponad pomostem, wysokość belek głównych bliźniaczych może być doprowadzona do $\frac{1}{20}$ rozpiętości. Szyny ułożone są wtedy na poprzecznicach, łączących belki między sobą (fig. 227 *c*) i całkowita wysokość ustrojowa $h = \frac{l}{20}$, lecz nie mniej niż 0,35 *m*.

W mostach drogowych, w których obciążenie ruchome jest zwykle znacznie mniejsze, o ile most nie jest zbyt szeroki przy jeździe dołem, wysokość ustrojowa może być mniejsza, niż w mostach kolejowych. Przy jeździe dołem, gdy rozstaw dźwigarów głównych jest znaczny, belki poprzeczne mogą wypaść dość wysokie i przez to wypada większa wysokość ustrojowa.

W mostach belkowych z jazdą górą wysokość ustrojowa przy grubości nawierzchni *d* może być przyjęta:

$$h = \frac{l}{8 \text{ do } 12} + d, \quad \text{a nawet} \quad h = \frac{l}{20} + d.$$

W mostach belkowych z jazdą dołem przy odległości między dźwigarami b:

$$h = \frac{b}{8 \backsim 15} + d.$$

W mostach łukowych z jazdą górą wysokość ustrojowa pośrodku (w kluczu):

$$h = \frac{l}{60} + d$$

na podporze: $$h = \frac{l}{60} + \frac{l}{8 \backsim 17} + d - \frac{li}{2},$$

jeżeli przez i oznaczymy średni spadek podłużny nawierzchni mostu.

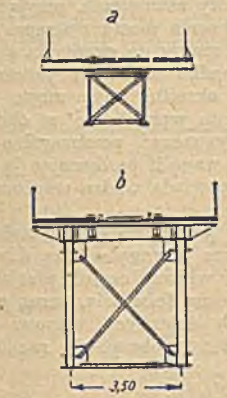


Fig. 226 *a, b, c.*

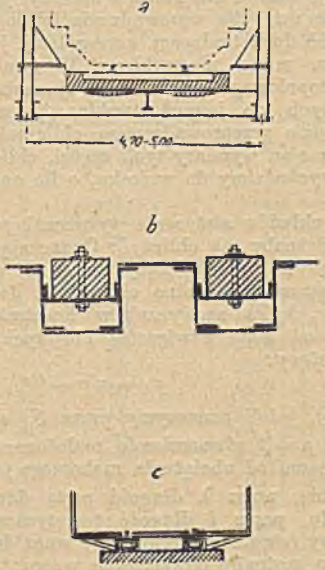


Fig. 227 *a, b, c.*

Siły zewnętrzne mogą być pionowe lub poziome. Do pierwszych należą: iwaga (ciężar) własna mostu czyli obciążenie stałe, oraz obciążenie ruchome pod postacią pociągu w moście kolejowym lub pod postacią ciężkich wozów, ciężarowych automobili, wałków szosowych, tłumu ludzi itp. w mostach drogowych.

Ciężar własny mostu stanowi obciążenie statyczne i jest zazwyczaj niezmienny, o ile nie uwzględniać w mostach, np. drogowych, wsiąkliwości wody w nawierzchnię pomostu, ścieralności pomostu lub w nawierzchni drewnianej większej lub mniejszej zawartości wilgoci w zależności od stanu pogody. Zmiana wagi od powyższych przyczyn jest zazwyczaj nieznaczna i dlatego przyjmujemy ją jako stałą, aczkolwiek w pewnych wypadkach przyjmujemy tę wagę większą lub mniejszą w zależności, co jest niedogodniejszem dla danego ustroju, np. gdy chodzi o stateczność dźwigarów wspornikowych.

Wagę własną mostu przyjmujemy zwykle jako równomiernie rozłożoną na całej rozpiętości mostu, gdyż to nam upraszcza obliczenie, jednak

w mostach o dużych rozpiętościach, w mostach np. wspornikowych, wiszących lub wysokich łukowych jest ona rozłożona nierównomiernie i dlatego też lepiej ją przyjmować rozłożoną na węzły. W ostatnim wypadku przyjmujemy, że na węzeł przypada połowa wagi wszystkich prętów dźwigara, schodzących się w danym węźle. Waga części przejazdowej przypada na te węzły, w których jest położona, zatem przy jeździe górą na węzły górne i przy jeździe dołem na węzły dolne.

Waga własna mostu a priori właściwie nie jest wiadoma, bo musimy wpierw most obliczyć, zaprojektować i po wykonaniu projektu dopiero możemy obliczyć jego wagę, mając dokładne wymiary wszystkich jego części. Aby zaś mieć wymiary wszystkich części dokładne, musimy przeprowadzić obliczenie mostu, dla którego musimy, jako siły zewnętrzne, przyjąć wagę. Przyjęcie wagi dla wprowadzenia jej do obliczenia mostu nastręcza częstokroć dość duże trudności, szczególniej, jeżeli mamy do czynienia z projektowaniem mostu niezwykłego. W tym wypadku zmuszeni jesteśmy iść drogą stopniowego przybliżenia, tj. możemy określić wagę mostu na zasadzie tych lub innych kombinacyj, wagę tę wprowadzić w obliczenie, na zasadzie przeprowadzonego obliczenia wyznaczyć poszczególne części mostu, mając wymiary tych części, obliczyć wagę i, porównując ją z przyjętą, przychodzimy do wniosku, o ile ona odpowiada wadze założonej pierwotnie.

Dla układów statycznie wyznaczalnych w pierwszem przybliżeniu wagę mostu możnaby tak obliczyć: Oznaczając przez p wagę własną dźwigarów głównych na metr bieżący, przez F wagę własną części przejazdowej, którą zawsze nie trudno obliczyć z dostateczną ścisłością, przez p_1 wagę tężników, która zazwyczaj w konstrukcjach żelaznych stanowi pewien procent od wagi dźwigarów głównych, przez q obciążenie ruchome na metr bieżący:

$$p_1 = \alpha p = [9\% - 12\%]\, p.$$

Dalej, jeżeli oznaczymy przez S_p siłę w elementach dźwigara od obciążenia $p = 1$ równomiernie rozłożonego na metr bieżący dźwigara, przez S_q tak samo od obciążenia ruchomego jednostkowego, przez k dopuszczalne naprężenie, przez λ długość pręta dźwigaru i przez γ wagę właściwą materjału, przez l długość teoretyczną dźwigara, przez φ spółczynnik ustrojowy (stosunek rzeczywistej wagi do teoretycznej), to teoretyczną wagę dźwigara możnaby otrzymać ze wzoru:

$$p = \frac{\varphi\,\gamma\,(\Sigma S_p \lambda F + q\,\Sigma S_q \lambda)}{l\,k - \varphi\,\gamma\,(1+\alpha)\,\Sigma S_p \lambda}.$$

W tym wzorze znak sumy rozpościera się na wszystkie pręty dźwigara.

Spółczynnik ustrojowy φ jest różny dla różnych mostów i zależy często nietylko od rozpiętości mostu i systemu, lecz nadto od indywidualności projektującego. Spółczynnik ten waha się w granicach od 2,45 do 1,65, przytem dla mostów małych rozpiętości jest zwykle większy, niż dla mostów dużych rozpiętości. Kilka spółczynników tych podanych jest w niżej umieszczonej tabeli:

Rozpiętość l	33,0 m	75 m	110,0 m	127,4 m	158,4 m
Spółczynnik φ	2,50	2,50	1,75	1,71	1,67

Dla rozpiętości pośrednich można brać φ również pośrednie.

Wagę mostu możemy przyjąć na zasadzie projektów już wykonanych, jeżeli projektujemy most mniej więcej według jednakowych warunków

technicznych. Z całego szeregu mostów wykonanych, przytem mostów mniej więcej jednego systemu i dla jednakowych celów, możemy się posiłkować wzorami empirycznemi o prostym kształcie, z których można określać wagę mostów projektowanych. Tak dla mostów belkowych kolejowych jednotorowych mamy następujący wzór:

$$p = Cl + F,$$

gdzie p jest wagą mostu na metr bieżący, l teoretyczną rozpiętością mostu, F wagą pomostu na metr bieżący i C pewnym spółczynnikiem. Mając wielkości C i F dla różnych rozpiętości, dla innych rozpiętości ilości C i p, można otrzymać według prostolinjowej interpolacji i tym sposobem otrzymać dość dokładną wagę mostu i dostateczną przynajmniej dla pierwszego obliczenia. W tabl. 1 są wskazane spółczynniki c i p dla mostów kolejowych jednotorowych przy parowozach 100 t, tendrach 56 t i wagonach 48 t.

Tablica 1.

Jazda górą		Jazda dołem	
Rozpiętość teoretyczna l m	Waga mostów kg/m $p = Cl + F$	Rozpiętość teoretyczna l m	Waga mostu w kg/m $p = Cl + F$
5	$77{,}7\,l + 600$	20	$61{,}0\,l + 1300$
10	$72{,}5\,l + 600$	25	$55{,}5\,l + 1400$
15	$71{,}2\,l + 600$	30	$51{,}5\,l + 1400$
20	$69{,}2\,l + 600$	35	$48{,}2\,l + 1400$
25	$67{,}5\,l + 600$	40	$45{,}0\,l + 1400$
30	$63{,}0\,l + 600$	45	$43{,}0\,l + 1400$
35	$59{,}8\,l + 600$	50	$42{,}4\,l + 1400$
40	$58{,}4\,l + 600$	55	$41{,}7\,l + 1400$
45	$58{,}6\,l + 1250$	60	$40{,}0\,l + 1400$
50	$55{,}3\,l + 1250$	90	$40{,}5\,l + 1400$
55	$52{,}0\,l + 1250$	100	$41{,}0\,l + 1750$
60	$49{,}5\,l + 1250$	120	$41{,}0\,l + 1800$
65	$47{,}0\,l + 1250$	130	$42{,}0\,l + 1800$
		140	$43{,}0\,l + 1800$
		152	$44{,}5\,l + 1800$
		158	$47{,}0\,l + 2200$

Dla obciążeń innych wagę własną dźwigarów głównych można w przybliżeniu obliczyć, wychodząc z założenia, że całkowite wagi dźwigarów mostów mają się, jak całkowite obciążenia. Przeto, mając wagę mostu $p = Cl + F$ przy obciążeniu q, możemy znaleźć wagę p_1 mostu tej samej rozpiętości przy obciążeniu q_1 z równania:

$$\frac{Cl}{C_1 l} = \frac{Cl + F + q}{C_1 l + F_1 + q_1}, \quad \text{skąd} \quad C_1 = \frac{C[F_1 + q_1]}{F + q}.$$

Waga części przyjazdowej F_1 oczywiście musi być obliczona dla nowego obciążenia, co zazwyczaj nie sprawia wielkiej trudności, o ile konstrukcja jest wyjaśniona przynajmniej w głównych zarysach, a co powinno być zrobione przed przystąpieniem do obliczania poszczególnych części mostu.

Dla dźwigarów z pasami prostemi równoległemi można zastosować następujący wzór do obliczenia wagi własnej dźwigarów:

$$p = \frac{2F[a^2(2m^2+3m-2)+6mh^2]+q[a^2(4m^2+7m-6)+2h^2(7m-2)]}{\frac{24kh}{\varphi\gamma}-2\,.\,2[a^2(2m^2+3m-2)+6mh^2]} \; t/m\,\text{b.}$$

W tym wzorze F oznacza wagę części przejazdowej w t/m b. mostu, a długość przedziału przęsła w metrach, m ilość przedziałów, licząc węzły główne, k dopuszczalne naprężenie w t/m^2, h wysokość dźwigara, q obciążenie ruchome w t/m b. mostu, γ wagę właściwa materjału, z którego most się buduje i φ spółczynnik ustrojowy, który jest różny dla różnych rozpiętości i może być przyjęty średnio 1,75.

Dla wsporników o n przedziałach można korzystać ze wzoru:

$$p = \frac{(F+q)\,a\,[a^2(2n^2+1)+3n(a^2+2h^2)]+6Q[a^2(n+1)+2h^2]}{\frac{6ahk}{\varphi\cdot\gamma}-1{,}1\,a\,[a^2(2n^2+1)+3(a^2+2h^2)]} \; t/m\,\text{b.}$$

We wzorze tym Q oznacza całkowite ciśnienie na wspornik od belki zawieszonej, n ilość przedziałów wspornika, inne zaś wielkości, jak wyżej.

Jeżeli oznaczymy przez p_1 wagę tężników i pozostawimy oznaczenia innych wartości, jak we wzorze powyższym, to uzyskamy następujące wzory, dane przez prof. Nikolai'ego i otrzymane na zasadzie teoretycznej objętości dźwigarów:

1. Dla dźwigarów z pasami prostemi równoległemi:

$$p = \frac{13{,}74\,(F+p_1)\left(\frac{l^2}{6h}+\frac{3}{4}l+\frac{h}{4}\right)+q\left(\frac{l^2}{6h}+\frac{21}{24}l+\frac{7h}{24}\right)}{k-13{,}74\left(\frac{l^2}{6h}+\frac{3}{4}l+\frac{h}{4}\right)} \; t/m\,\text{b.}$$

2. Dla dźwigarów o pasie krzywym (parabolicznych, hyperbolicznych, wielobocznych):

$$p = \frac{13{,}74\,(F+p_1)\left(2{,}126\,\frac{l^2}{8h}+\frac{2}{3}h-\frac{4}{9}\,\frac{h^2}{l}\right)+\frac{9h}{18}\left(3\,\frac{l}{h}-4\right)}{k-13{,}74\left(2{,}126\,\frac{l^2}{8h}+\frac{2}{3}h-\frac{4}{9}\,\frac{h^2}{l}\right)} \; t/m\,\text{b.}$$

Według Bertschingera waga dźwigarów głównych w mostach drogowych o rozpiętości L w m wynosi:

I. Mosty kratowe z pomostem z dyli: $g = 25 + 2\,L + 0{,}008\,L^2\;kg/m^2$.

II. Mosty z pomostem ciężkim.

a) Dźwigary o ściance pełnej (blachownice), mosty bez chodników:

$$g = 60 + 5\,L\;kg/m^2.$$

b) Takież dźwigary, mosty z chodnikami:

$$g = 20 + 5\,L\;kg/m^2.$$

c) Dźwigary kratowe, most z chodnikami wewnętrznemi.

1. Pasy równoległe, rozpiętość od 15 do 40 m: $g = 50 + 3{,}7\,L\;kg/m^2$
2. Pasy krzywe, rozpiętość od 15 do 40 m: $g = 30 + 3{,}7\,L\;kg/m^2$
3. Pasy krzywe, rozpiętość od 40 do 60 m: $g = 60 + 3{,}7\,L\;kg/m^2$

d) Mosty kratowe z chodnikami zewnętrznemi.

1. Pasy równoległe, mosty otwarte, rozpiętość od 15 do 40 m:

$$g = 40 + 2{,}8\,L\;kg/m^2.$$

2. Pasy krzywe, mosty otwarte, rozpiętość od 15 do 40 m:

$$g = 20 + 2{,}8\,L\ kg/m^2.$$

3. Pasy krzywe z tężnikami górnemi, rozpiętość od 40 do 200 m:

$$g = 50 + 2\,L + 0{,}01\,L^2\ kg/m^2.$$

4. Mosty łukowe kratowe ze ściągiem rozpiętości od 30 do 200 m:

$$g = 100 + 2\,L + 0{,}01\,L^2\ kg/m^2.$$

5. Mosty łukowe ze strzałką f:

$$g = \frac{L}{f}\,[15 + 0{,}002\,L^2]\ kg/m^2.$$

Jakość żelaza stosowanego w mostach. Do mostów używane jest prawie wyłącznie żelazo zlewne stosunkowo miękkie. Żelazo to powinno posiadać gładką powierzchnię, bez zader, bąbli, pęcherzy, rys w krawędziach i wogóle miejsc niewypełnionych. Wytrzymałość krańcowa tego żelaza na rozciąganie winna być od $R = 37$ do $45\ kg/mm^2$ przy wydłużalności nie mniej niż $i = 20\%$ dla żelaza o grubości 8 i więcej mm. Przytem winna być zachowana następująca zależność R i i:

$$R + 2\,i \geq 85.$$

Dla żelaza o grubości 7 mm wydłużenie winno wynosić nie mniej, niż 18%
" " " " 6 mm " " " " " " 17%
" " " " 5 mm " " " " " " 16%
" " " " 4 mm " " " " " " 15%.

Dla nitów wytrzymałość żelaza zlewnego winna być $R = 34 - 40\ k/mm^2$ przy wydłużalności nie mniejszej niż 25%, tak aby $R + 2\,i \geq 90$.

Stal, stosowana do łożysk mostowych, winna być drobnoziarnista, bez pęcherzy i plon z powierzchnią zupełnie gładką po otoczeniu. Wytrzymałość stali kutej powinna być nie mniejsza, niż $50\ kg/mm^2$ i wydłużalność nie mniejsza, niż 15% zaś dla stali lanej w odlewach stalowych $R \geq 45\ kg/mm^2$ i $i \geq 8\%$.

Żelazo lane (żeliwo) powinno być z kopulaka (żeliwiaka) miękkie o złomie drobnoziarnistym bez wszelkich pęcherzy, dziurek i innych wad, zmniejszających jego wytrzymałość. Krawędź odlewu pod uderzeniem młotka powinna się stępić, lecz nie wykruszyć. Wytrzymałość na rozerwanie $R = 12\ kg/mm^2$.

Waga właściwa żelaza zlewnego i stali powinna być 7,85, a żeliwa 7,2. Te wielkości przyjmuje się za podstawę do obliczeń wagi mostów.

Co się tyczy innych wysokich gatunków stali, które mogą być stosowane w specjalnych wypadkach, to własności tych gatunków stali jako to większa wytrzymałość i ciągliwość zazwyczaj określa się specjalnie dla określonych budowli lub ich części.

Normy naprężeń dopuszczalnych Ministerstwa Kolei (rozporządzenie z dnia 10 marca 1923 r.).

1. Dla żelaza zlewnego o wytrzymałości nie niżej 37 kg/mm^2, przy ciągliwości nie mniejszej niż 20%, przy granicy proporcjonalności nie niżej niż 20 kg/mm^2 i granicy płynności nie niżej niż 24 kg/mm^2.

Zasadnicze dopuszczalne naprężenie na rozciąganie i proste równomierne ściskanie (bez wyboczenia), oraz na zginanie przy zwykłym statycznym sposobie obliczenia, należy wyznaczać indywidualnie dla każdego pręta albo elementu według następujących wzorów, odpowiadającym normalnym obciążeniom:

A. Dla ustrojów, w których zmiana temperatury nie wywołuje naprężeń:

a) od ciężaru własnego i obciążenia ruchomego:

$$k_r' = \frac{1250}{1 + \mu\left(1 - \frac{S_{min}}{S_{max}}\right)} \; kg/cm^2,$$

lecz nie wyżej, niż 1200 kg/cm^2;

b) od ciężaru własnego, obciążenia ruchomego, parcia wiatru, względnie hamowania i bocznych wahań.

$$k_r'' = \frac{1450}{1 + \mu\left(1 - \frac{S_{min}}{S_{max}}\right)} \; kg/cm^2,$$

lecz nie wyżej, niż 1400 kg/cm^2.

W tych wzorach S_{min} i S_{max} są siłami w danym pręcie: najmniejszą i największą według ich absolutnych wielkości, przytem znak sił powinien być uwzględniany, zaś spółczynnik dynamiczny μ otrzymuje się ze wzoru:

$$\mu = 0{,}625 \frac{1}{1 + 0{,}02\,\lambda},$$

gdzie λ w metrach jest długością obciążenia dźwigara, odpowiadającą max S. Przy obliczaniu belek poprzecznych i wieszarów przyjmuje się λ równe dwom przedziałom dźwigara. Przy obliczaniu mostownic przyjmuje się $\lambda = 0$. W wiatrownicach dla wszystkich prętów kraty jednego przęsła przyjmuje się $\lambda = \frac{1}{2} l$, gdzie l — rozpiętość dźwigara. Dla kraty wiązań poziomych między podłużnicami $\lambda = \frac{1}{2} l$, gdzie l jest długością podłużnicy. Dla prętów wiatrownic i wiązań między podłużnicami przyjmuje się $S_{min} = 0$. Dla prętów ściskano-rozciąganych μ bierze się odpowiednie do λ, lecz nie mniej, niż 0,25.

Dla blachownic wyżej wskazane wzory odpowiednio będą dla momentów gnących:

$$k_g = \frac{1250}{1 + \mu\left(1 - \frac{M_{min}}{M_{max}}\right)} \; kg/cm^2.$$

Dopuszczalne naprężenie na ścinanie ścianek blachownic będzie:

$$k_t = \frac{0{,}75 \cdot 1250}{1 + \mu\left(1 - \frac{V_{min}}{V_{max}}\right)} \; kg/cm^2,$$

gdzie V jest siłą poprzeczną.

B. Dla ustrojów, w których zmiana temperatury, jednakowa dla całego ustroju, wywołuje dodatkowe naprężenie, należy stosować następujące wzory:

a) od ciężaru własnego i ruchomego:

$$k_r = \frac{1300 - k^t}{1 + \mu\left(1 - \frac{S_{min}}{S_{max}}\right)} \; kg/cm^2;$$

b) od ciężaru własnego, obciążenia ruchomego i wiatru względnie hamowania i wahań bocznych

$$k_{r\,w} = \frac{1500 - k^t}{1 + \mu\left(1 - \frac{S_{w\,\min}}{S_{w\,.\,\max}}\right)}\ kg/cm^2.$$

W tych wzorach k^t oznacza naprężenie od zmiany temperatury w danym pręcie. Zmiana temperatury winna być przyjmowana od $-25°$ C do $+45°$ C i spółczynnik linjowego rozszerzenia żelaza zlewnego przyjmuje się 0,0000125. Różnica temperatury w jednym i tym samym czasie dla różnych części danego zespołu przyjmuje się $\pm 15°$ C.

Przy stosowaniu mostownic żelaznych i ułożeniu szyn bezpośrednio na mostownicach bez elastycznych podkładek dopuszczalne naprężenie winno być zmniejszone o 50 kg/cm^2. Przy pomoście balastowym dopuszczalne naprężenie w żebrach części przejazdowej można zwiększyć o 50 kg/cm^2.

Dopuszczalne naprężenie na ścinanie w nitach przyjmuje sie 0,8 k_r, gdzie k_r jest zasadniczem dopuszczalnem naprężeniem na rozciąganie w danym pręcie.

Dopuszczalne naprężenie na zgniatanie ścianki $k_c = 2\,k_r$, lecz nie wyżej niż 2200 kg/cm^2.

Przy połączeniu śrubami naprężenie to może być przyjęte $k_c = 1{,}6\ k_r$, lecz nie większe niż 1800 kg/cm^2.

W prętach ściskanych dopuszczalne naprężenie zmniejsza się według wzorów Tetmajera i Jasińskiego tak, że $k_c = \varphi\,k_r$, gdzie φ jest spółczynnikiem zależnym od stosunku $l : r$, tj. długości danego pręta do najmniejszego promienia bezwładności jego przekroju. (Spółczynniki φ por. tablica 3, str. 875.)

Pręty ściskane powinny być oprócz tego sprawdzone, czy spółczynnik pewności m na wyboczenie jest dostateczny; powinien on wynosić:

przy $\frac{l}{r} < 66$: $\quad m = \frac{k_w}{k_{r\,z}} = 2{,}65,$

przy $\frac{l}{r} \geq 110$: $\quad m = \frac{k_w}{k_{r\,z}} = 4,$

przytem dla $\frac{l}{r}$ w granicach między 66 i 110 spółczynnik ten określa się według prostolinjowej interpolacji między 2,65 i 4.

Przy uwzględnianiu działania wiatru spółczynniki te mogą być:

przy $\frac{l}{r} < 66$: $\quad m = \frac{k_w}{k_{r\,z}} = 2{,}3,$

przy $\frac{l}{r} \geq 110$: $\quad m = \frac{k_w}{k_{r\,z}} = 3{,}5;$

przy pośrednich znaczeniach $\frac{l}{r}$ bierze się m według prostolinjowej interpolacji między 2,3 i 3,5.

W wyżej wskazanych wzorach k_w (por. tablica 2, str. 874) jest krytycznem naprężeniem na wyboczenie, zależne od danej wysmukłości pręta i powinno się przyjmować nie większe, niż 2400 kg/cm^2, o ileby się otrzymało większe według niżej podanych wzorów:

Tablica 2.

$$k_w^0 = 3387 - 14{,}83\,\frac{l}{r}; \qquad k_w^0 = 21220000\left(\frac{r}{l}\right)^2 \text{ w } kg/cm^2.$$

$\frac{l}{r}$	k_w	△	$\frac{l}{r}$	k_w	△	$\frac{l}{r}$	k_w	△	$\frac{l}{r}$	k_w	△	$\frac{l}{r}$	k_w	△
10	3230		40	2794		70	2349		100	1904		130	1256	
11	3224	15	41	2779	15	71	2334	15	101	1889	15	131	1237	19
12	3209	15	42	2764	15	72	2319	15	102	1874	15	132	1218	19
13	3194	15	43	2749	15	73	2304	15	103	1860	14	133	1200	18
14	3179	15	44	2734	15	74	2290	14	104	1845	15	134	1182	18
15	3165	14	45	2720	14	75	2275	15	105	1830	15	135	1164	18
16	3150	15	46	2705	15	76	2260	15	106	1815	15	136	1147	17
17	3135	15	47	2690	15	77	2245	15	107	1800	15	137	1131	16
18	3120	15	48	2675	15	78	2230	15	108	1785	15	138	1114	17
19	3105	15	49	2660	15	79	2215	15	109	1771	14	139	1098	16
20	3090	15	50	2646	14	80	2201	14	110	1756	15	140	1083	15
21	3076	14	51	2631	15	81	2186	15	111	1722	34	141	1067	16
22	3061	15	52	2616	15	82	2171	15	112	1692	32	142	1052	15
23	3046	15	53	2601	15	83	2156	15	113	1661	31	143	1038	14
24	3031	15	54	2586	15	84	2141	15	114	1633	28	144	1023	15
25	3016	15	55	2571	15	85	2126	15	115	1605	28	145	1009	14
26	3001	15	56	2557	14	86	2112	14	116	1577	28	146	995	14
27	2987	14	57	2542	15	87	2097	15	117	1550	27	147	982	13
28	2972	15	58	2527	15	88	2082	15	118	1524	26	148	969	13
29	2957	15	59	2512	15	89	2067	15	119	1498	26	149	956	13
30	2942	15	60	2497	15	90	2052	15	120	1474	24	150	943	13
31	2927	15	61	2482	15	91	2037	15	121	1449	25	151	931	12
32	2912	15	62	2468	14	92	2023	14	122	1426	23	152	918	13
33	2898	14	63	2453	15	93	2008	15	123	1403	23	153	906	12
34	2883	15	64	2438	15	94	1993	15	124	1380	23	154	894	12
35	2868	15	65	2423	15	95	1978	15	125	1358	22	155	883	11
36	2853	15	66	2408	15	96	1963	15	126	1337	21	156	872	11
37	2838	15	67	2393	15	97	1948	15	127	1316	21	157	861	11
38	2823	15	68	2379	14	98	1934	14	128	1295	21	158	850	11
39	2809	14	69	2364	15	99	1919	15	129	1275	20	159	839	11
40	2794	15	70	2349	15	100	1889	15	130	1256	19	160	829	10

Tablica 3.

Spółczynnik φ na wyboczenie.

$\frac{l}{r}$	φ	$\frac{l}{r}$	φ	$\frac{l}{r}$	φ	$\frac{l}{r}$	φ	$\frac{l}{r}$	φ
10	0,956	40	0,825	70	0,694	100	0,562	130	0,371
11	0,952	41	0,820	71	0,689	101	0,558	131	0,365
12	0,947	42	0,816	72	0,685	102	0,553	132	0,360
13	0,943	43	0,812	73	0,680	103	0,549	133	0,354
14	0,939	44	0,807	74	0,676	104	0,545	134	0,349
15	0,934	45	0,803	75	0,672	105	0,540	135	0,344
16	0,930	46	0,799	76	0,667	106	0,536	136	0,339
17	0,926	47	0,794	77	0,663	107	0,531	137	0,334
18	0,921	48	0,790	78	0,658	108	0,527	138	0,329
19	0,917	49	0,785	79	0,654	109	0,523	139	0,324
20	0,912	50	0,781	80	0,650	110	0,518	140	0,320
21	0,908	51	0,777	81	0,645	111	0,508	141	0,315
22	0,904	52	0,772	82	0,641	112	0,500	142	0,311
23	0,899	53	0,768	83	0,637	113	0,490	143	0,306
24	0,895	54	0,764	84	0,632	114	0,482	144	0,302
25	0,890	55	0,759	85	0,628	115	0,474	145	0,298
26	0,886	56	0,755	86	0,624	116	0,466	146	0,294
27	0,882	57	0,750	87	0,619	117	0,458	147	0,290
28	0,877	58	0,746	88	0,615	118	0,450	148	0,286
29	0,873	59	0,742	89	0,610	119	0,442	149	0,282
30	0,869	60	0,737	90	0,606	120	0,435	150	0,278
31	0,864	61	0,733	91	0,601	121	0,428	151	0,275
32	0,860	62	0,729	92	0,597	122	0,421	152	0,271
33	0,856	63	0,724	93	0,593	123	0,414	153	0,267
34	0,851	64	0,720	94	0,588	124	0,407	154	0,264
35	0,847	65	0,715	95	0,584	125	0,401	155	0,261
36	0,842	66	0,711	96	0,580	126	0,395	156	0,257
37	0,838	67	0,707	97	0,575	127	0,389	157	0,254
38	0,833	68	0,702	98	0,571	128	0,382	158	0,251
39	0,829	69	0,698	99	0,567	129	0,376	159	0,248
40	0,825	70	0,694	100	0,562	130	0,371	160	0,245

$$\text{dla } \frac{l}{r} > 10 \text{ i } \frac{l}{r} < 110:$$

$$k_w = \left[3387 - 14{,}83\,\frac{l}{r}\right] kg/cm^2, \quad \varphi = \frac{3387 - 14{,}83\,\frac{l}{r}}{3387};$$

$$\text{dla } \frac{l}{r} \geq 110{,}1: \quad k_w = \pi^2 E \left(\frac{r}{l}\right)^2 = 21220000 \left(\frac{r}{l}\right)^2 kg/cm^2.$$

2. Dopuszczalne naprężenia dla żeliwa i stali w łożyskach podporowych podaje tablica 4.

Tablica 4.

Gatunek materjału żelaznego	Dopuszczalne naprężenia w kg/cm^2			
	bez uwzględnienia dodatkowego sił wiatru, hamowania pociągu i tarcia		z uwzględnieniem dodatkowych sił wiatru, hamowania pociągu i tarcia	
	przy zginaniu	na ściskanie	przy zginaniu	na ściskanie
Żeliwo	rozciąganie . 300 ściskanie . . . 750	850	rozciąganie . 330 ściskanie . . . 850	950
Stal lana	rozciąganie . 1100 ściskanie . . 1100	1400	rozciąganie . 1200 ściskanie . . . 1200	1500
Stal kuta	rozciąganie . 1300 ściskanie . . . 1300	1600	rozciąganie . 1400 ściskanie . . . 1400	1700

W mostownicach drewnianych należy stosować następujące dopuszczalne naprężenia:

a) dla drzewa miękkiego iglastego (sosna, jodła) na rozciąganie i ściskanie wzdłuż włókien przy zginaniu do 90 kg/cm^2, na ściskanie prostopadłe do włókien do 15 kg/cm^2;

b) dla drzewa twardego (dąb) odpowiednie dopuszczalne naprężenie przyjmuje się 110 kg/cm^2 i 30 kg/cm^2.

Normy dopuszczalnych naprężeń Ministerstwa Robót Publicznych. Według ostatnich przepisów M. R. P. przy projektowaniu mostów żelaznych drogowych należy przyjmować następujące dopuszczalne naprężenia:

1. Przy uwzględnieniu tylko sił pionowych jak tablica 5.

Tablica 5.

Rodzaj naprężenia	Naprężenia dopuszczalne w kg/cm^2
1. Ściskanie lub rozciąganie w części przejazdowej	875
2. Ściskanie lub rozciąganie w dźwigarach głównych	$k = 900 + 3l$, lecz nie więcej niż 1150
3. Ścinanie blach i prętów . . .	0,75 k, „ „ „ „ 750
4. Ścinanie nitów	0,8 k, „ „ „ „ 900
5. Ścinanie śrub	0,7 k, „ „ „ „ 700
6. Ciśnienie na ściankę otworu nitów	2 k, „ „ „ „ 2000
7. Ciśnienie na ściankę otworu śrub	1,5 k, „ „ „ „ 1500

Za l należy przyjmować dla dźwigarów wolnopodpartych i międzypodporowych części dźwigarów wspornikowych rozpiętość tych przęseł w metrach, dla wsporników zaś podwójną długość wspornika.

2. Przy uwzględnieniu nie tylko sił pionowych, lecz także sił poziomych od parcia wiatru i od zmiany temperatury dopuszczalne naprężenia należy przyjmować wedle tablicy 6.

Tablica 6.

Rodzaj naprężenia	Naprężenie dopuszczalne w kg/cm^2
1. Ściskanie lub rozciąganie w dźwigarach głównych	$k = 1000 + 4l$, lecz nie więcej niż 1350
2. Ścinanie blach i prętów . . .	0,75 k, „ „ „ „ 800
3. Ścinanie nitów	0,8 k, „ „ „ „ 1000
4. Ścinanie śrub	0,7 k, „ „ „ „ 750
5. Ciśnienie na ściankę otworu nitów	2 k, „ „ „ „ 2200
6. Ciśnienie na ściankę otworu śrub	1,5 k, „ „ „ „ 1700

3. Żelazo spawane, którego można używać tylko wyjątkowo, otrzymać może naprężenia o 10% niższe od dopuszczalnych dla żelaza zlewnego.

4. Odlewy żeliwne (żelazo lane) w częściach podrzędnych konstrukcji przy uwzględnieniu działania sił tylko pionowych mogą otrzymać naprężenia najwyżej: *a*) na ściskanie 850 kg/cm^2, *b*) na ściskanie przy zginaniu 750 kg/cm^2, *c*) na rozciąganie przy zginaniu 300 kg/cm^2.

5. Przy uwzględnieniu oprócz sił pionowych także sił poziomych i wpływu zmiany temperatury można podnieść naprężenia: *a*) na ściskanie do 950 kg/cm^2, *b*) na ściskanie przy zginaniu do 850 kg/cm^2, *c*) na rozciąganie przy zginaniu do 350 kg/cm^2.

6. Dla stali lanej w odlewach w łożyskach dopuszczalne naprężenia przy uwzględnieniu sił pionowych przyjmują się: na ściskanie 1400 kg/cm^2, na zginanie 1150 kg/cm^2. Przy uwzględnieniu parcia wiatru: na ściskanie 1500 kg/cm^2, na zginanie 1250 kg/cm^2.

7. Dla stali kutej w łożyskach dopuszczalne naprężenia wynoszą przy uwzględnieniu tylko sił pionowych: na ściskanie 1600 kg/cm^2, na zginanie 1300 kg/cm^2. Przy uwzględnieniu działania wiatru: na ściskanie 1700 kg/cm^2, na zginanie 1400 kg/cm^2.

8. Przy dokładnem obliczeniu wałków można dopuścić dla stali kutej na ściskanie 5000 kg/cm^2, dla stali zaś zlewnej 4000 kg/cm^2. Pręty ściskane należy obliczać na wyboczenie podług wzorów Tetmajera i Jasińskiego.

Spółczynnik rozszerzalności dla żelaza i stali należy przyjmować $\alpha = 0{,}000012$ na jeden stopień Celsjusza, zaś zmianę temperatury w granicach -35° C do $+45^\circ$ C.

II. Nitowanie.

Ogólne uwagi. Nitowanie w mostach stosujemy, aby z oddzielnych elementów wytworzyć zespół, który można byłoby rozważać jako jednolity, aby przedłużać oddzielne elementy, gdyż te albo walcuje się tylko w określonych długościach albo też muszą być używane tylko w ograniczonych długościach ze względu na możność przewozu lub dogodność manipulowania niemi w warsztatach; wreszcie zapomocą nitów łączymy pręty ze sobą.

Na nity używamy żelaza zlewnego o wytrzymałości $K = 34—40$ kg/mm^2 przy wydłużalności najmniej $i = 25\%$ przy zachowaniu warunku, aby $K + 2i \geq 90$.

Mówiąc o średnicy nitów, będziemy mieć zawsze na względzie średnicę otworu, nie zaś średnicę trzpienia nita, która zwykle jest około 5% mniejsza od średnicy otworu na nit.

Kształt główki nita stanowi zwykle odcinek kuli, przytem średnica D odcinka tego powinna być taka, aby nacisk od główki na żelazo odpowiadał wytrzymałości nita na rozerwanie i aby główka nita nie mogła się ściąć po obwodzie trzpienia. Zatem, jeżeli oznaczymy odpowiednio przez k_r, k_c, k_t dopuszczalne naprężenie w żelazie na rozerwanie, ciśnienie i ścinanie, to mamy (fig. 228):

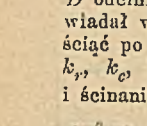


Fig. 228.

$$\frac{\pi (D^2 - d^2)}{4} k_c \geq \frac{\pi d^2}{4} k_r, \text{ czyli } D \geq d \sqrt{\frac{k_c + k_r}{k_c}} = 1{,}23\, d$$

$$\text{i } \pi d h_1 k_t \geq \frac{\pi d^2}{4} k_r, \qquad h_1 \geq \frac{d}{4} \frac{k_r}{k_t} = 1{,}25 \frac{d}{4} = 0{,}3\, d.$$

Przyjmują zwykle średnicę główki nita $1{,}6\, d - 1{,}8\, d$ i wysokość główki $0{,}6\, d$. Średnica nitów, stosowanych w mostach, waha się od 12 do 26 mm; większej średnicy nity stosują się tylko w poszczególnych wypadkach.

Ponieważ nitowanie robi się na gorąco, nit nagrzewa się do temperatury około 900° C i zakończenie nitowania powinno być przy stosunkowo wysokiej temperaturze (około 500° C); przeto długość nita, a zatem grubość części nitowanych musi być ograniczona i uzależniona od średnicy nita. Przy dużej grubości i niewielkiej średnicy nity rozrywają się. Największa grubość części nitowanych nie powinna przekraczać $4{,}5\, d$.

Przy większej grubości należy stosować albo śruby, albo nitowanie na chłodno. Nitowanie na chłodno przy użyciu należytego materjału miękkiego o wytrzymałości około $35 = 37\ kg/mm^2$ i z dobrem wydłużeniem około 30% daje bardzo dobre rezultaty. Nity tutaj mają kształt stożkowy o bardzo łagodnem pochyleniu boków. Dziury do takich nitów mają w przekroju kształt pokazany na fig. 229: środek cylindryczny, zewnętrzne części — stożki ścięte. Główki ich mają kształty niezupełnie foremne. Stosuje się je często do przynitowania łożysk do dźwigarów lub jakichkolwiek innych części lanych fasonowych.

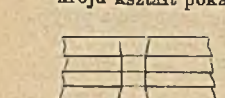


Fig. 229.

Stosując nity zwykłe, nagrzewamy je zwykle cało przy nitowaniu. Jednak, jeżeli grubość nitowanych konstrukcyj jest dość znaczna i dochodzi do $4{,}5\, d - 5\, d$, wtedy otrzymuje się lepsze rezultaty, jeżeli tylko koniec trzpienia nita, który ma wytworzyć główkę, jest nagrzany, zaś cały trzpień jest stosunkowo chłodny. Skurczenie się nita jest wtedy znacznie mniejsze i nie otrzymuje się zwężenia nita pośrodku, a przez to i znacznego osłabienia przekroju. Doświadczenia pod tym względem przeprowadzone przez autora w fabryce Putiłowskiej przy nitowaniu grubości dochodzących do $5\, d$ i przy nitach o średnicy $d = 28\ mm$ wykazały bezwzględną przewagę wytrzymałości i szczelności nitowania nitów, których tylko końce były nagrzewane, w porównaniu z nitami nagrzewanemi na całej długości.

W zależności od połączeń nitami jednych części z drugiemi mamy nity razcięte (jednocięte), dwucięte, trójcięte i wielocięte (fig. 230). Połączenia, w których płaszczyzny cięć nitów są położone symetrycznie względem osi sił, działających na połączenie, są lepsze od połączeń, gdzie ta siła działa niesymetrycznie. Przy jednociętych nitach jest dążność do wykrzywiania się nitów i części łączonych (fig. 231 a) i nacisk nitów na dziury również jest nierównomierny (fig. 231 b).

Przy obliczaniu nitów przyjmujemy zwykle, że nacisk nitu na dziurę jest równomierny, jak również naprężenie na ścinanie w nicie jest równomiernie rozłożone na całym jego przekroju. Przeto obciążenie dopuszczalne

nita na ścinanie i zgniatanie wyraża się wzorami: $\frac{\pi d^2}{4} k_t$ i $d \delta k_c$; δ oznacza grubość elementu nitowanego. Średnica nitów w stosunku do grubości nitowanych elementów otrzymuje się z wymagań, aby wytrzymałość nita na ścinanie równała się wytrzymałości jego na zgniatanie, tj. dla nitów jednociętych: $\frac{\pi d^2}{4} k_t = d \delta k_c$. Jeżeli założyć, że $k_t = 0{,}8\, k_r$ i $k_c = 1{,}5\, k_r$, to $d = 2{,}4\, \delta$, przy $k_c = 2\, k_r$, $d = 3{,}2\, \delta$; dla nitów dwuciętych otrzymamy odpowiednio: $d = 1{,}2\, \delta$ i $d = 1{,}6\, \delta$. Praktycznie jednak od norm tych odstępuje się, lecz sprawdza się zawsze, aby naprężenie na ścinanie i naprężenie na zgniatanie nie przekraczało dopuszczalnych. Można tutaj zauważyć, że przy zwykłych grubościach elementów, stosowanych w mostownictwie, przy nitach jednociętych można nie sprawdzać wytrzymałości na docisk, a tylko przy nitach wielociętych.

Fig. 230.

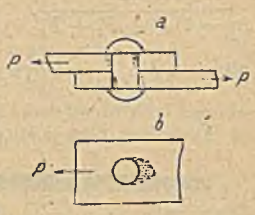


Fig. 231 *a*, *b*.

Odległość pomiędzy nitami i odstęp nitów od krawędzi elementu nitowanego w kierunku działania siły i w kierunku prostopadłym do działania siły przy sztukowaniach (przedłużeniach) wynika z następujących równań (fig. 232):

$$2\left(e - \frac{d}{2}\right)\delta k_t' = \frac{\pi d^2}{4} k_t; \quad (e_1 - d)\,\delta\, k_r = \frac{\pi d^2}{4} k_t.$$

Po wstawieniu $k_t' = 0{,}75\, k_r$ i stosunku $\frac{d}{\delta} \cong 2{,}4$ otrzymujemy $e = 1{,}5\, d$ i $e_1 = 2{,}5\, d$. Zwykle daje się $e = 2\, d$ i e_1 conajmniej $3\, d$, a przeważnie $4d$; $e_2 \geqq 1{,}75\, d$, lecz nie więcej niż $3{,}5\, d$, a to ze względu na szczelność nitowania. Największa odległość między nitami, łączącemi elementy prętów w jeden zespół, w prętach rozciąganych nie powinna przekraczać $8\, d - 10\, d$, zaś w prętach ściskanych $6\, d - 8\, d$. Najmniejsza szerokość b elementu, aby można było stosować nit średnicy d, jest $b = 3{,}25\, d$.

Obliczenie ilości nitów. Mogą być dwa sposoby obliczania ilości nitów: na zasadzie siły, jaka ma miejsce w danym elemencie, który nitujemy, lub wychodząc z pola przekroju danego elementu, niezależnie od tego, jaka siła działa na dany element. Zasadniczo w mostach obliczenie powinno się przeprowadzać w zależności od przekroju danego elementu i tylko w wyjątkowych wypadkach w zależności od siły w danej części danego zespołu. Przekroje części, które nitujemy, bierzemy netto, tj. za potrąceniem osłabień otworami do nitów, przytem osłabienie winno być sprawdzone w linji prostej prostopadłej do osi pręta lub według linji zygzakowatej (fig. 233); bierze się pod uwagę przekrój mniejszy.

Fig. 232.

Fig. 233.

Jako ogólny wypadek obliczenia nitów rozpatrzymy styk blach połączonych dwiema nakładkami. Niech F, F_1, F_2 oznaczają przekroje blachy i nakładek, k_r dopuszczalne naprężenie dla blach. d średnicę nita. Styk

będzie schodkowy (stopniowy; fig. 234 *a*), przeważnie stosowany w mostach; blach niech będzie n. Wtedy nFk_r jest siłą, przenoszącą się na wszystkie blachy.

W przekrojach $1-1'$, $2-2'$, $n-n'$ naprężenia będą:

$$\frac{nFk_r}{(n-1)F+F_1+F_2}$$

a siły, przypadające na blachę i na nakładki, będą odpowiednio:

$$\frac{nFk_rF}{(n-1)F+F_1+F_2}, \quad \frac{nFk_rF_1}{(n-1)F+F_1+F_2}, \quad \frac{nFk_rF_2}{(n-1)F+F_1+F_2}$$

albo αFk_r, $\alpha F_1 k_r$, $\alpha F_2 k_r$, jeżeli $\alpha = \frac{nF}{(n-1)F+F_1+F_2}$

Fig. 234 *a*, *b*.

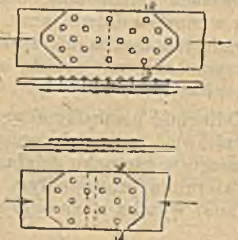


Fig. 235.

Liczba nitów m odpowiednio będzie przy $\mu = \frac{1}{\frac{\pi d^2}{4}0{,}8}$:

$$m = \frac{\alpha Fk}{\frac{\pi d^2}{4}0{,}8k} = \alpha\mu F, \quad m_1 = \alpha\mu F_1, \quad m_2 = \alpha\mu F_2.$$

Jeżeli $F = F_1 = F_2$, to $m = m_1 = m_2 = \frac{n}{n+1}F\mu$.

Przy $F_1 = F_2 = \frac{1}{2}F$, $\alpha = 1$ i $m = \mu F$, $m_1 = m_2 = \frac{1}{2}\mu F$.

$F_1 + F_2$ winno być większe lub conajmniej równe F.

Jeżeli styk przykrywamy tylko jedną nakładką, to $F_1 = F$ i wtedy $m = m_1 = \mu F$, gdyż $\alpha = 1$. Połączenie takie pokazane jest na fig. 234 *b*.

Nity rozłożone w końcach nakładek (fig. 234 *a*) są tutaj dwucięte, zaś pomiędzy przekrojami $1-1'$ i $n-n'$ jednocięte. Jeżeli zespół elementów jest rozciągany, to zwykle rozpoczynamy nitowanie od jednego lub dwóch nitów, w elementach zaś ściskanych stawia się dwa lub trzy nity (fig. 235). Rozpoczynanie nitowania w złączach od niepełnej ilości nitów, stawianych w przekroju, ma tę zaletę, że można uważać przekrój osłabionym nie pełną ilością nitów, jaka jest postawiona w przekroju $a-b$ w styku, lecz tylko ilością umieszczoną w pierwszym szeregu.

Łącząc jakikolwiek pręt, składający się z kilku części, z blachą pojedynczą zapomocą nitów dwuciętych, sprawdzamy wytrzymałość na ciśnienie w ściance, czyli na zgniatanie. Wtedy rozłożenie nitów może być w nakładkach niejednakowe, np. pręt o przekroju ⊔ łączymy z blachą

węzłową według fig. 236. Nity w blasze węzłowej są dwucięte, i jeżeli n_1, n_2 i n_3 oznacza odpowiednio liczbę nitów postawionych w blasze szerokiej, wąskiej i kątownikach, F_1, F_2 i F_3 przekrój tychże części, to przy grubości blachy, szerokiej δ, mamy następujące naprężenia na zgniatanie:

$$\left(\frac{F_1}{n_1}+\frac{F_2}{n_2}\right)\frac{k_r}{d\,\delta} \quad \text{i} \quad \left(\frac{F_1}{n_1}+\frac{F_3}{n_3}\right)\frac{k_r}{d\,\delta}.$$

Gdyby przekrój składał się tylko z blachy szerokiej i kątowników, a w połączeniu dane były dwie nakładki F_2 i F_4, wtedy, zachowując powyższe znakowanie, otrzymalibyśmy naprężenia na zgniatanie przy oznaczeniu przez $\alpha = \dfrac{F_1+F_3}{F_2+F_3+F_4}$ następujące:

$$\left(\frac{F_2}{n_2}+\frac{F_4}{n_4}\right)\frac{\alpha\,k_r}{d\,\delta} \quad \text{i} \quad \left(\frac{F_3}{n_3}+\frac{F_4}{n_4}\right)\frac{\alpha\,k_r}{d\,\delta}.$$

Połączenie kątowników wykonywa się zapomocą kątowników albo tego samego przekroju albo też o bokach nieco węższych, lecz zato grubszych, by przekrój nakładek był nie mniejszy niż kątowników, które łączymy. Można też nakładki dawać z dwóch kątowników o mniejszym przekroju, lecz nieco większym od połowy przekroju kątownika łączonego, łącząc dwa kątowniki, przylegające do siebie lub do jednej ścianki, lub wreszcie nakładka może składać się z kątowników o mniejszym przekroju i z dodatkowych nakładek płaskownikowych. W trzecim wypadku styki robimy schodkowe, a obliczenie wykonywa się według wzoru, podanego na str. 880.

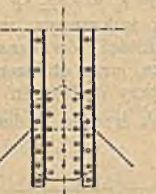


Fig. 236.

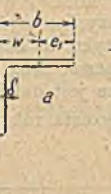


Fig. 237.

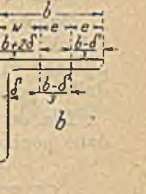


Fig. 238.

Linja nitów w kątownikach przyjmuje się zwykle w odległości $w = \dfrac{b+\delta}{2}$ od krawędzi zewnętrznej (fig. 237), jeżeli w bokach kątowników stawia się tylko jeden szereg nitów (do szerokości boków mniejszych od 120 *mm*). W bokach 120 *mm* i większych należy stawiać dwa szeregi nitów. Wtedy wolna szerokość boku dzieli się na trzy równe części (fig. 238). Zwykle te odległości od krawędzi, oraz pomiędzy szeregami nitów zaokrągla do 0 lub 5 *mm* i naznacza się taki odstęp nitów (wymiary w *mm*):

Bok kątownika .	55	60	65	70	75	80	85	90	100	110
Odległość w i e_1 .	30—25	35—25	35—30	40—30	40—35	45—35	45—40	50—40	55—45	60—50

Bok kątownika .	120	130	140	150	160
Odległość w, e i e_1	50—30—40 65—55	50—40—40	55—45—40	55—55—40 55—50—45	55—60—45

Nity w bokach kątowników należy stawiać w szeregach przestępnych według fig. 239.

Spółczynnik $\mu = \dfrac{1}{\dfrac{\pi d^2}{4}\,0{,}8}$ dla różnych średnic nitów przy ścinaniu:

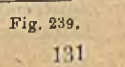


Fig. 239.

d mm	10	12	14	15	16	17	18	20	22	23	24	25	26	28	30	32
μ	1,59	1.11	0,81	0,71	0,62	0,55	0,49	0,40	0,33	0,30	0,28	0,26	0,24	0,20	0,18	0,16

Wyżej rozpatrzone połączenia nitami dotyczyły elementów, które były rozciągane lub ściskane. W belkach zginanych o ściance pełnej obliczenie nitów w pasach przeprowadza się, jak w elementach ściskanych lub rozciąganych. Styki środnika (ścianki) przekrywamy zawsze przykładkami z dwóch stron, przytem zasadniczo połączenie styku co do swej wytrzymałości powinno w zupełności odpowiadać wytrzymałości samego środnika, niezależnie od sił, jakie mają miejsce w środniku. Jeżeli przeto oznaczymy przez F_s, F_n, F_{nit}, I_s, I_n, I_{nit}, I_d odpowiednio przekrój środnika, nakładek, przekrojów nitów, moment bezwładności środnika, nakładek, przekrojów nitów i przekrojów otworów środnika, pracujących na docisk, to powinno być: $F_n \geqq F_s$; $F_{nit} \geqq F_s$; $I_n \geqq I_s$; $0{,}8\, I_{nit} \geqq I_s$. $(1{,}5 - 2)\, I_d \geqq I_s$.

Zadość czyniąc wyżej wskazanym warunkom, otrzymujemy połączenie ścianki w styku w zupełności równoznaczne ze środnikiem całkowitym. Sposoby połączeń środnika, oraz obliczenie według sił, panujących w środniku, podane jest dalej przy obliczeniu blachownic.

Dla oznaczenia różnych średnic nitów można stosować znakowanie, podane poniżej:

d mm	12	16	18	20	22	23	24	25	26	Śruby	Nity z główkami górną	dolną	wtopionemi obiema

III. Belki o ściance pełnej.

Uwagi ogólne. Belki o ściance pełnej mogą być stosowane bądź to jako żebra pomostu (belki poprzeczne i podłużne części przejazdowej), bądź to jako dźwigary główne w mostach o niewielkich rozpiętościach do 20—25 m. Belki te mogą być albo walcowane o kształcie dwuteowym lub korytkowym albo też nitowane. Belki walcowane z szerokiemi bokami czyli tak zwane dwuteowniki Grejowskie można stosować, jako dźwigary główne, do mostów dość znacznych rozpiętości. Belki bliźniacze o wysokości 750 mm możemy stosować w mostach kolejowych do 12 m rozpiętości, zaś w mostach drogowych do 15 m. Wprawdzie pod względem wagi stosowanie ich nie jest dogodne, gdyż stosunek wysokości do rozpiętości jest w ostatnich wypadkach dość mały i wagę belek nitowanych otrzymuje się mniejszą dla tych rozpiętości i sztywność większą, lecz zato belki te wymagają mniej roboty, niż belki nitowane. Zresztą belki te można otrzymać tylko z zagranicy, gdyż huty krajowe ich nie walcują. Nie tylko do większych rozpiętości, lecz i do mniejszych stosuje się belki nitowane, które składają się z blachy pionowej (środnika czyli ścianki), kątowników pasowych i blach poziomych (fig. 240). Belki o ściance pełnej mogą być tak o pasach prostych równoległych, jak również i o jednym pasie prostym, a drugim krzywym lub wielobocznym (fig. 241), najczęściej jednak robi się je o pasach prostych. Kształt tych belek, pokazany na fig. 241 (1, 2, 4) należy do kształtów zupełnie racjonalnych, gdyż zwiększa swą wysokość według

Fig. 240.

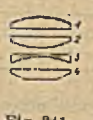


Fig. 241, 1, 2, 3, 4.

wzrastania momentów gnących. Kształt zaś według fig. 241 (3) jest niedogodny, gdyż w przekrojach największych momentów gnących ma najmniejszą wysokość, przeto może być stosowany tylko wtedy, gdy wymagają tego inne względy nie natury technicznej, np. względy estetyczne lub dążność do zmniejszenia wysokości ustrojowej pośrodku dźwigara. Stosując blachownice do wiaduktów, szczególniej w miastach, w postaci belek ciągłych, nadajemy im wysokość większą nad podporami i mniejszą pośrodku rozpiętości tak ze względów estetycznych, jak również i technicznych, gdyż nad podporami otrzymujemy wtedy przeważnie momenty gnące większe, niż pośrodku dźwigarów.

Wysokość belek zależy od wysokości ustrojowej, jaką dopuszczają warunki miejscowe; jeżeli zaś wysokością nie jesteśmy skrępowani, to przyjmujemy taką wysokość, jaka daje nam najmniejszą wagę belki; wreszcie kierujemy się względami praktycznemi, np., gdyby najdogodniejsza wysokość wypadła dość znaczna i trudnoby było otrzymać blachę o potrzebnej szerokości, to trzeba nadać wysokość belce mniejszą. Stosunek wysokości belki do rozpiętości normalnie leży w granicach $\frac{h}{l} = \frac{1}{6}$ do $\frac{1}{12}$; jednak w wyjątkowych okolicznościach może być doprowadzony do $\frac{1}{20}$ i nawet $\frac{1}{24}$. O ile belka jest niska, wtedy oblicza się ją nie na wytrzymałość, lecz na sztywność tak, aby strzałka ugięcia od obciążenia ruchomego nie przekraczała $\frac{1}{1200} - \frac{1}{1500}$ rozpiętości belki.

Strzałka ugięcia $\triangle f$ dla wszelkich układów wynosi:

$$\triangle f = \frac{1}{E} \sum \frac{M \cdot \mu \cdot l}{I} + \frac{1}{E} \sum \frac{S \cdot \sigma \cdot l}{F},$$

gdzie M i S są to momenty gnące i siły osiowe w elementach przy obciążeniu, odpowiadającemu największemu ugięciu w danym węźle, l długość elementu, I moment bezwładności, F pole przekroju, zaś μ i σ momenty gnące i siły osiowe od obciążenia siły $P = 1$, zaczepionej w węźle ugięcia i w danym układzie. E spółczynnik sprężystości.

Najdogodniejsza wysokość blachownic pod względem najmniejszej wagi otrzymuje się ze wzoru:

$$h = \sqrt{\frac{600\,M}{\alpha^2 (220\,\delta + 3\,F)\,k_g}} \quad \ldots \text{ dla belek o przekroju stałym,}$$

$$h_1 = \sqrt{\frac{480\,M}{\alpha^2 (220\,\delta + 3\,F)\,k_g}} \quad \ldots \text{ dla belek o przekroju zmiennym.}$$

M oznacza największy moment gnący, δ grubość środnika belki, k_g dopuszczalne naprężenie i F pole przekroju kątowników usztywniających na metr długości belki, α stosunek odległości między środkami ciężkości pasów belki do całej jej wysokości — wymiary w kilogramach i centymetrach. Jeżeli założyć, że $\alpha = 0{,}9$ i $F = 30\ cm^2$, to dla

$$\delta = 10\ mm \qquad h = 1{,}55\sqrt{W} \qquad h_1 = 1{,}38\sqrt{W},$$

$$\delta = 12\ mm \qquad h = 1{,}45\sqrt{W} \qquad h_1 = 1{,}29\sqrt{W},$$

$$\delta = 14\ mm \qquad h = 1{,}37\sqrt{W} \qquad h_1 = 1{,}22\sqrt{W},$$

gdzie W moment wytrzymałości przekroju $W = \frac{M}{k_g}$.

Niewielkie zwiększenie lub zmniejszenie wysokości h mało wpływa na zmianę wagi belki. Przeto wyżej wskazanemi wzorami można się posił-

kować przy określaniu wysokości blachownic, jako pewną wskazówką, koło jakiej wysokości należy się trzymać.

Blacha przy odpowiedniej grubości walcuje się do 3,0 *m* szerokości, lecz ceny normalne stosują się tylko do pewnych szerokości; przy większych szerokościach wzrastają dość znacznie, co przy projektowaniu trzeba brać pod uwagę.

Obliczenie blachownic. Wprowadzimy następujące znakowanie (fig. 242): M — moment gnący w belce, T — siła poprzeczna, I_{br} — moment bezwładności nieosłabionego przekroju belki, I_{net} — moment bezwładności przekroju belki po odciągnięciu dziur na nity, W — moment wytrzymałości netto, S_{br} — moment statyczny połowy przekroju nieosłabionego względem osi obojętnej, S' — moment statyczny części przekroju zakreskowanej względem osi obojętnej, h — wysokość belki, δ — grubość ścianki, e — odległość między nitami w pasach belki, d — średnica nitów, k_g, k_t, k'_t, k_c — dopuszczalne naprężenia na zginanie, ścinanie w ściance i ścinanie w nitach i bezpośrednie ciśnienie na dziurę nita.

$$\frac{I_{br}}{S_{br}} = h_0 \qquad h_0 = \alpha\, h.$$

W belkach walcowanych przy obliczaniu momentu bezwładności i przekrojów będziemy odciągać tylko te otwory na nity, które przypadają w danym przekroju $a - b$ lub $c - d$, zatem to osłabienie, które będzie większe (fig. 243 *a*, *b*, *c*). W belkach zaś nitowanych każdy element belki będziemy przyjmować jako osłabiony swoją ilością dziur, o ile przekroje tych elementów ze swem największem osłabieniem znajdują się w odległości nie większej, niż jeden skok nitów. Zatem przyjmujemy, że pasy blachownicy są osłabione otworami na nity pionowe, zaś środnik na nity poziome na całej swej wysokości (fig. 244).

Fig. 242.

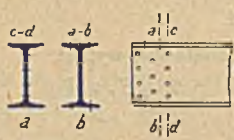


Fig. 243 *a*, *b*, *c*.

Na zasadzie wzoru, podanego na str. 883, znajdujemy najpierw przybliżoną wysokość blachy pionowej h, przyjmując takową w całych *cm*. Ze wzoru $\delta = \alpha \frac{T\,S}{I_{br}\,k_t}$, gdzie $\alpha = \frac{e}{e-d} \cong 1{,}25$, otrzymamy grubość środnika, zakładając, że $h_0 = \frac{I_{br}}{S_{br}} = (0{,}85 - 0{,}95)\,h$, przytem dla belek do 60 *cm* wysokości można przyjąć $h_0 = 0{,}85\,h$. zaś dla belek wyższych średnio $h_0 = 0{,}90\,h$. Otrzymaną ze wzoru grubość ścianki zwiększamy nieco, przyjmując, że w belkach mostów kolejowych $\delta > 9$ *mm*, zaś w mostach drogowych w jezdni $\delta > 8$ *mm*, a w belkach chodników δ może być i 7 *mm*. Zresztą grubość zależy również od wysokości h, im większe jest h, tem musi być większe δ, a to ze względu możności walcowania blach.

Mając grubość δ i wysokość h, przekrój pasów F blachownicy znajduje się ze wzoru:

$$F = \frac{M\,h}{k_g \cdot h_0^2} - \frac{0{,}8\,\delta\,h}{6} = W\frac{1}{\alpha^2\,h} - \frac{2}{15}\,\delta\,h.$$

Przekroje pasów tworzy się z kątowników, przyczem w mostach drogowych najmniejsze kątowniki w belkach stosuje się $60 \times 60 \times 8$, zaś w mostach kolejowych najmniejsze $80 \times 80 \times 9$. Jeżeli przekroje pasów wypadają znaczne, to składa się je z kątowników o większych profilach i z blach poziomych.

Szerokość blach poziomych b_1 winna się równać szerokości boków b dwóch kątowników, więcej grubość środnika, więcej 25—60 *mm*, przy zachowaniu warunku, że odległość e_1 od nitów do krawędzi blachy nie przekracza 3,5 d. Jeżeli blachy wypada poszerzyć, aby zwiększyć przekrój pasa oraz sztywność względem osi pionowej i odległość e_1 przekracza 3,5 d, wtedy $b_1 = 2b + \delta +$

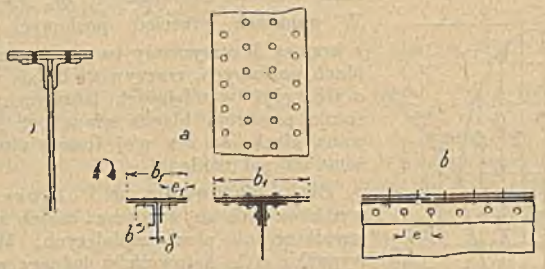


Fig. 244. Fig. 245 *a*, *b*.

$+ 120$ *mm*, aby można było dać z boków jeszcze dwa szeregi nitów w blachach (fig. 245 *a*).

Odległość pomiędzy nitami e (fig. 245 *b*) musi zadość czynić następującym warunkom:

$$e \leq \frac{\pi d^2 I k_t'}{2 T S'}; \quad e \leq \frac{d \delta I k_c}{T S'}; \quad e \geq \frac{d}{1 - \frac{T S'}{2 I \delta k_t}}$$

Zwykle ostatnie dwa warunki decydują o wielkości odległości e, którą przyjmuje się około 5 d.

Po wytworzeniu przekroju blachownicy oblicza się ostatecznie W_{net} i S_{br} i określa się naprężenia ze wzorów:

$$\sigma_g = \frac{M}{W} \; kg/cm^2; \quad \sigma_t = 1{,}25 \frac{T S}{I \delta} \text{ lub } \sigma_t = \frac{T . S}{I \delta} \cdot \frac{e}{e - d}.$$

Oprócz tego w przekrojach, gdzie schodzą się największe momenty gnące i siły poprzeczne, winno być określone naprężenie główne normalne i tnące na linji nitów pasowych ze wzoru:

$$\sigma_t = \frac{\sigma_g}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_g}{2}\right)^2 + \sigma_t^2}; \quad \tau = \sqrt{\left(\frac{\sigma_g}{2}\right)^2 + \sigma_t^2}.$$

Naprężenie główne normalne powinno być określone również w przekroju, gdzie się kończą blachy poziome w blachownicach o przekrojach zmiennych.

Długość, na jakiej winny być dane blachy poziome, można określić w następujący sposób: Jeżeli M jest największym momentem gnącym w danej belce od całkowitego obciążenia, wtedy obciążenie zastępcze p otrzyma się z równania $p = \frac{8 M}{l^2}$, a moment gnący dla dowolnego przekroju w odległości X od podpory (belka wolno podparta) będzie $M_x = \frac{p x (l - x)}{2}$.

Jeżeli przez W_n oznaczymy moment wytrzymałości z n blachami poziomemi, to przekrój z W_n nadaje się do długości $x = \frac{l}{2} - \sqrt{\frac{l^2}{4} - \frac{2 W_n k_g}{p}}$.

Od tej odległości przekrój trzeba zwiększyć przez dodanie blach poziomych, które oczywiście muszą już pracować, zatem końce ich muszą być

wydłużone w kierunku zmniejszenia x conajmniej na dwa szeregi nitów. Zwykle wydłużają na pełną ilość nitów, niezbędną do przymocowania dodatkowej blachy.

Zmianę przekroju blachownicy można naznaczyć wykreślnie. Na długości belki wykreśla się wykres momentów gnących w pewnej skali. W tej samej skali odkłada się wielkości $W_n \times k_g$ (fig. 246). W punktach przecięć poziomych $W_n \times k_g$ z krzywą M otrzymamy teoretyczne zakończenie blach poziomych, rzeczywiste będzie w punktach a i b, gdyż w miejscach teoretycznych zwiększenia przekroju blacha winna być już umocowana niezbędną dla niej ilością nitów (wydłużenie na pół nakładki).

Fig. 246.

Styki blachownic. *a*) Połączenie kątowników daje się zapomocą takich samych kątowników lub nieco mniejszych. W ostatnim wypadku styki kątowników jednego pasa winny tworzyć styk stopniowy (fig. 247 *a*), przekryty dwiema nakładkami, jak to już było mówione przy obliczaniu nitów (str. 881). Przy nakładkach tego samego przekroju styki kątowników jednego pasa mogą być w jednym przekroju lub różnych (fig. 247 *b*).

b) Styki blach poziomych kryje się nakładkami tego samego przekroju, jak blachy, przytem styki robi się stopniowe (schodkowe). Ilość nitów wypadnie tutaj z obliczeń, przeprowadzonych na ogólnych zasadach, według przekroju blachy łączonej (fig. 247 *c*).

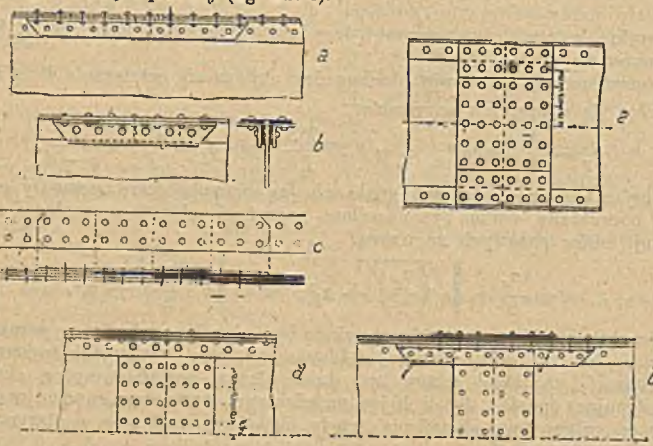


Fig. 247 *a, b, c, d.*

Fig. 248 *a, b.*

c) Styki środnika kryjemy dwiema przykładkami. W belkach wysokich, gdy dwa boki kątowników pasowych stanowią stosunkowo niewielki procent całkowitej wysokości blachy pionowej, połączenie może być według fig. 247 *d*, tj. nakładki stawiamy tylko na wolnej szerokości środnika, gdyż w tym wypadku stosunkowo nietrudno zadość uczynić warunkom postawionym na str. 882. W belkach niskich połączenie musi być dokonane na całej szerokości środnika według fig. 248 *a* lub *b*.

Obliczenie momentów bezwładności, cięć nitów i otworów do nitów, pracujących na zgniatanie, otrzyma się dla jednego szeregu AB (fig. 248 a) ze wzoru:

$$I_{nit} = \frac{\pi d^2}{6} e^2 n (n+1)(2n+1); \qquad I_d = \frac{d\delta}{3} e^2 n (n+1)(2n+1).$$

Dla jednego szeregu (fig. 247 d):

$$I_{nit} = \frac{\pi d^2}{r \varkappa} e^2 n (2n+1)(2n-1); \qquad I_d = \frac{d\delta}{6} e^2 n (2n+1)(2n-1).$$

W tych wzorach e oznacza odstęp między nitami, zaś n liczbę nitów w szeregu z jednej strony osi obojętnej.

Obliczenie połączenia środnika w zależności od panującego momentu gnącego i siły poprzecznej w danym przekroju będzie następujące. Niech będzie M_c — moment, całkowity największy w przekroju styka poprzecznicy, M_s — moment gnący, przypadający na środnik, T_c i T_s — siła poprzeczna, przypadająca na cały przekrój w styku i na środnik, I_c, I_s — momenty bezwładności odpowiednio całego przekroju i środnika belki w miejscu styku, S_c i S_s — również odpowiednio momenty statyczne całego przekroju i środnika, I_{nit} i I_d — momenty bezwładności cięć nitów i przekrojów otworów, pracujących na zgniatanie, wtedy:

$$M_s = M_c \frac{I_s}{I_c}; \qquad T_s = T_c \frac{S_c I_s}{S_s I_c}$$

i jeżeli z każdej strony styku mamy m szeregów, to największa siła N, przypadająca na jedno cięcie nita, wynosi:

$$N = \frac{1}{2m(2n+1)} \sqrt{\frac{9 M_s^2}{e^2 (n+1)^2} + T_s^2}$$

przy szeregowem rozłożeniu nitów według fig. 248 a, lub na jeden nit:

$$N_1 = \frac{1}{m(2n+1)} \sqrt{\frac{9 M_s^2}{e^2 (n+1)^2} + T_s^2}.$$

Przy szeregach według fig. 46:

$$N = \frac{1}{2mn} \sqrt{\frac{9 M_s^2}{e^2 (2n+1)^2} + \frac{T_s^2}{4}} \quad \text{i} \quad N_1 = \frac{1}{mn} \sqrt{\frac{9 M_s^2}{e^2 (2n+1)^2} + \frac{T_s^2}{4}}.$$

Jeżeli ścianka pionowa jest z dwóch blach, każda o grubości δ_b, wtedy styk zwykle daje się stopniowy (fig. 249), i obliczenie według przekroju środnika przy zachowaniu oznaczników poprzednich będzie następujące: naprężenie w styku będzie: $\frac{2 I_b}{I_b + 2 I_n} k_g$, dopuszczalny moment

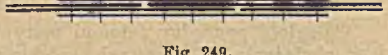


Fig. 249.

gnący na nakładkę będzie: $M_n = \frac{4 I_b}{I_b + 2 I_n} \cdot \frac{I_n}{h_n} k_g$, jeżeli h_n jest wysokość nakładki.

Moment gnący, który się oddaje na blachę w styku, będzie:

$$M_b = \frac{4 I_b}{I_b + 2 I_n} \cdot \frac{I_b}{h_b} \cdot k_g.$$

Dopuszczalna siła poprzeczna $T = \frac{4}{3} \delta_b h_b k_t$, przypadająca na środnik belki w styku podzieli się między blachą i dwiema nakładkami proporcjonalnie do przekrojów nakładek i środnika, tj.:

$$T_n = \frac{2 \delta_b h_b \delta_n h_n}{\delta_b h_b + 2 \delta_n h_n} \cdot k_t; \qquad T_b = \frac{2 (\delta_b h_b)^2}{\delta_b h_b + 2 \delta_n h_n} \cdot k_t.$$

Mając momenty gnące dopuszczalne na blachę i na nakładki oraz siły poprzeczne, ilość nitów obliczamy według poprzednich wskazówek, mając na uwadze, że tak momentowi M_n jak i M_b będą odpowiadać nity jednocięte.

Usztywnienie środnika blachownicy. W każdym przekroju blachownicy mamy siłę poprzeczną, wzrastającą ku podporom. Pod działaniem tej siły poprzecznej blacha pionowa belki jest ściskana, przeto, aby zapobiec wyboczeniu, ścianka winna być usztywniona żebrami [1]). To usztywnienie wykonywa się zapomocą profilów sztywnych: kątowników, teowników, zetowników (fig. 250 *a*). Szczególnie silne usztywnienie powinno być na końcach belek nad podporami i tutaj składa się ono zwykle z czterech, sześciu, a nawet czasem ośmiu kątowników. Najmniejsze wymiary kątowników są zwykle $75 \times 75 \times 8$ i dochodzą do $100 \times 100 \times 10$, a nawet i większych w zależności od wysokości środnika; im większy środnik, tem silniejsze muszą być kątowniki. Symetryczne usztywnienie jest lepsze od jednostronnego. Żebra usztywniające powinny nachodzić na kątowniki pasów (fig. 250 *b*). Kątowniki mogą być naginane lub stawiane na podkładki wyrównawcze (fig. 250 *c*). Stosowanie podkładek jest lepsze, więcej konstrukcyjne, choć przy wysokich blachach droższe. Przy wysokościach ścianki, nie przekraczających 600—700 *mm*, podkładki są nawet tańsze, niż wygięcia kątowników, zwłaszcza, że przy podkładkach kątowniki mogą być słabsze, gdyż podkładki również usztywniają środnik. Szerokość podkładki powinna być o 10 *mm* większa od podwójnej szerokości boków kątowników, pod któremi leży więcej odległość pomiędzy bokami prostopadłemi $b_1 = 2\,b + \delta + 10$ *mm*. Jeżeli niema potrzeby dawać odstępu pomiędzy kątownikami δ dla tych lub innych powodów, np. kątowniki usztywniające nie służą jednocześnie do przymocowania belek poprzecznych lub tężników, to wtedy lepiej odstępu nie dawać i boki prostopadłe do ścianki znitować.

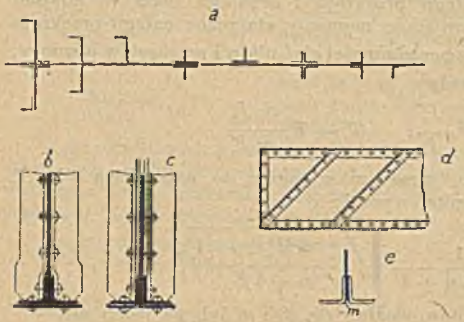


Fig. 250 *a, b, c, d, e.*

Odległość pomiędzy żebrami usztywniającemi zależy od wysokości belki i od obciążenia. W mostach kolejowych odległość ta nie powinna przekraczać odległości między osiami parowozu, w mostach zaś drogowych dochodzi ona do 2,5 *m*.

Zamiast żeber pionowych dają czasami żebra ukośne pod kątem 45°, szczególniej na końcach belek (fig. 250 *d*). Na podporze, gdzie siła poprzeczna jest największa, słupki usztywniające winny być obliczone na wyboczenie. Całe ciśnienie od belki na podporę przenosi się przez poduszkę i blachy poziome belki na środnik i kątowniki pasowe, przeto nad poduszkami dolna

[1]) O usztywnieniu ścianki patrz pracę pod tytułem: H. Rode: Beitrag zur Theorie der Knickerscheinungen. „Der Eisenbau". 1916.

krawędź środnika powinna być dobrze wyrównana z kątownikami. Pozostawianie tutaj luzu m (fig. 250 c) jest niedopuszczalne, gdyż zazwyczaj wtedy nity kątowników pasowych pod naciskiem reakcji podporowej się ścinają i belka opiera się na środnik. Poza obrębem poduszek luz taki może być zostawiony. Usztywnienie środnika żebrami jest niezbędne nie tylko dlatego, by uniemożliwić wygięcie się lub fałdowania środnika, lecz ma ono jeszcze znaczenie dla usztywnienia pasa górnego belki przy mostach z jazdą dołem, gdy niema tężników podłużnych w poziomie pasa górnego. Siła ściskająca pas $N = \frac{MS}{I}$ bez dostatecznego usztywnienia pionowego może wyboczyć pas ściskany z płaszczyzny dźwigara.

IV. Dźwigary główne.

Dźwigary belkowe. Belki, które przez łożyska przenoszą ciśnienie na podpory, nazywamy dźwigarami. Każdy dźwigar składa się z pasów i ścianki, która łączy pasy. Ścianki może być pełna lub pod postacią kraty. W pierwszym wypadku mamy dźwigary o ściance pełnej, w drugim zaś dźwigary kratowe.

Jeżeli krata składa się z prętów pionowych i pochylonych, nazywamy ją kratą krzyżulcową (prostokątną; fig. 251 a) i odróżniamy ją od kraty tylko z prętów pochylonych — kraty siatkowej (fig. 251 b).

Jeżeli pręty jedne przecinają inne pomiędzy pasami, mamy kratę wielokrotną; dwukrotną, gdy się raz przecinają (fig. 252 a), czworokątną, gdy się trzy razy przecinają (fig. 252 b). W mostach zasadniczo stosujemy taką kratę, która wraz z pasami tworzy układy niezmienne, tj. układy, w których dźwigar zmienia swój kształt tylko wtedy, gdy zmieniają swe długości pręty, a to albo statycznie wyznaczalne, albo statycznie niewyznaczalne (przesztywnione, hyperstatyczne). Por. dział: „Statyka budowli.“ Dźwigary statycznie wyznaczalne mają $m = 2n - 3$ prętów, gdzie n jest ilością prętów. Dźwigary statycznie niewyznaczalne mają $m > 2n - 3$.

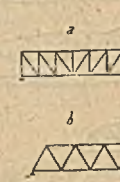


Fig. 251 a, b.

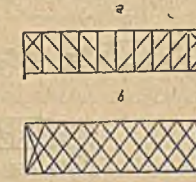


Fig. 252 a, b.

Obecnie do mostów o stosunkowo niewielkich rozpiętościach stosowane są przeważnie dźwigary proste belkowe jednoprzęsłowe. Dźwigary wieloprzęsłowe ciągle są nieco w upośledzeniu ze względu na dodatkowe naprężenia, jakie powstają w prętach przy osiadaniu podpór, a zatem, gdy łożyska mogą się okazać nie na projektowanej wysokości na poszczególnych podporach. Nie uważamy za słuszne, aby z tych względów dźwigary te ignorować i odrzucać. Przedewszystkiem dzisiejsze sposoby fundowania podpór nie nastręczają obaw, dotyczących osiadania podpór. Gdyby jednak podpora osiadła już po ustawieniu i obciążeniu mostu, to klinami, któremi winny być zaopatrzone poduszki belek ciągłych, można zawsze różnice wysokości wyrównać, podnosząc dźwigary zapomocą dźwigów hydraulicznych, których siła dzisiaj łatwo daje się doprowadzić do kilkuset tonn. Belki te mają swoje zalety, gdyż są naogół lżejsze od belek rozciętych i są sztywniejsze. Stosunek wysokości tych belek do rozpiętości może być znacznie mniejszy, niż dla belek rozciętych, co jest bardzo ważne przy niewielkiej wysokości ustrojowej. W mostach petersburskich stosowane były belki te przy stosunku $h : l$ od 1 : 15 do 1 : 23 (most Pałacowy przez Newę) przez autora niniejszej pracy z zupełnie dobremi wynikami. Montowanie tych dźwigarów może być wykonane na brzegu i ustawienie na podpory nasuwaniem podłużnem bez specjalnych

rusztowań między podporami mostu, co ma czasem bardzo ważne znaczenie tak pod względem szybkości wykonania robót, jak też i zmniejszenia wydatków.

Również obecnie stosują przeważnie dźwigary wewnętrznie statycznie wyznaczalne, zatem o kracie pojedynczej lub podwójnej i wielokrotnej takiej, która jednak zadość czyni warunkowi $m = 2n - 3$. Stosowanie kratownic statycznie wyznaczalnych usprawiedliwia się prostotą obliczeń i również większą dokładnością i prostotą zestawiania w porównaniu z kratownicami przesztywnionemi, które wymagają znacznie większej ostrożności i ścisłości przy zestawianiu, by pręty należycie pracowały. Dźwigary przesztywnione są jednak żywotniejsze, bo o ile w dźwigarze nieprzesztywnionym każdy pręt stanowi żywotną część całości, stanowi jakby serce organizmu i uszkodzenie jego powoduje katastrofę całego ustroju, o tyle w dźwigarach przesztywnionych uszkodzenie pewnych prętów nie powoduje katastrofy i dla tego też dla tych względów należałoby w pewnych okolicznościach dźwigary te stosować.

Belki proste rozcięte (wolno podparte) stosowane są obecnie do rozpiętości 204 *m*. Największe rozpiętości w Europie wynoszą 158,4 *m* przez Wolgę i 186 *m* przez Ren koło Ruhrortu. W Ameryce jest znaczna liczba mostów przekraczających rozpiętość 160 *m*, przytem rozpiętość mostu przez Mississippi w St. Louis wynosi 204 *m*.

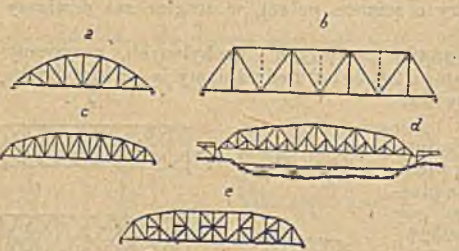


Fig. 253 *a, b, c, d, e.*

Jeżeli rozpiętość przęsła nie przekracza 20—25 *m*, należy stosować dźwigary o ścianie pełnej z pasami równoległemi lub o jednym pasie krzywym.

Przy rozpiętościach od 25 do 35 *m* w mostach z jazdą dołem stosuje się mosty otwarte z pasami równoległemi lub o pasie górnym krzywym parabolicznym (fig. 253 *a*). Stosowanie pasa górnego krzywego, w którym słupki w pobliżu podpór są krótkie, jest racjonalne, gdyż słupki krótkie lepiej trzymają pas górny w jego płaszczyźnie, sam pas zaś górny, zbiegając się z pasem dolnym, otrzymuje lepsze zamocowanie.

Dźwigary o rozpiętości do 50—60 *m* robi się przeważnie z pasami równoległemi; przytem krata może tu być stosowana z krzyżulców zasadniczych i słupków drugorzędnych (fig. 253 *b*). Lecz jeżeli stosować wysokość dźwigarów pośrodku około $^1/_5$ rozpiętości, to można i przy rozpiętościach 50—60 *m* stosować dźwigary o pasach krzywych (wielobocznych), dając końce ścięte, przytem pierwszy słupek dostatecznej wysokości (około 6,5—7,5 *m* w mostach kolejowych), by można było od słupka tego prowadzić tężniki podłużne.

Przy rozpiętościach, przekraczających 60 *m* i do 120 *m* pas górny jest zwykle wieloboczny. Stosunek wysokości pośrodku do rozpiętości wynosi od $^1/_5$ do $^1/_6$. Krata zasadnicza — z krzyżulców z dodatkowemi słupkami (fig. 253 *c*), lub też z dodatkowemi słupkami i wzmocnieniem górnem lub dolnem (fig. 253 *d*). Niewykluczona jest tutaj i krata krzyżulcowa, tj. z zasadniczemi słupkami, lecz wtedy dla zmniejszenia długości słupków na wyboczenie należy środek słupków łączyć z węzłami wewnętrznemi prętami (fig. 253 *e*).

W dźwigarach o większych rozpiętościach stosuje się tylko pasy krzywe. Krata zasadnicza składa się z krzyżulców i dodatkowych słupków ze wzmocnieniem tak górnem, jak dolnem. Stosunek wysokości do rozpiętości jest nieco mniejszy około 1 : 6,5. Ponieważ w mostach kolejowych jednotorowych odległość w świetle między dźwigarami jest dostateczna 4,8 *m* i jeżeli grubość pasów przyjmiemy 1,2 *m*, to odległość między osiami dźwigarów otrzymamy 6 *m*. Przy stosunku wysokości do szerokości, ze względu na sztywność po-

przeczną 3,33, wysokość dźwigarów otrzymamy $3{,}33 \times 6 = \sim 20\ m$. Przyjmując, że najmniejszy stosunek szerokości do rozpiętości przy dużych rozpiętościach winien być nie mniejszy od 1 : 20, otrzymamy, że przy szerokości 6 m, rozpiętość będzie 120 m. Zwiększając rozpiętość, musimy zwiększać szerokość mostu niezależnie od tego, czy jest ona konieczna dla przejazdu. Dla mostu dwutorowego odległość między dźwigarami wynosi około 9,0 m. Zatem przy tej szerokości, mając na uwadze sztywność poziomą mostu, może stosować dźwigary do rozpiętości $9 \times 20 = 180\ m$ i wysokości do 27—30 m. Zaznaczyć tutaj musimy, że wysokość dźwigarów zależy od ilości przedziałów; im mniej jest przedziałów, tem wysokość winna być większa. Zmniejszając przedziały, musimy wysokość zmniejszać, by otrzymać wagę dźwigarów mniejszą. Dla dźwigarów o pasach równoległych stosunek $h : l$ może być wyrażony następującym wzorem:

$$\frac{h}{l} = \frac{1}{m}\sqrt{\frac{(1+\alpha)[(m+2)(2m-1)\varphi_1+(m-2)(2m+1)\varphi_2+(6m\alpha+7m-2)\varphi_3]}{(6m\alpha+7m-2)(\varphi_3+\varphi_4)}}$$

We wzorze tym oznacza m ilość przedziałów, α — stosunek obciążenia stałego do ruchomego φ_1, φ_2, φ_3, φ_4 — spółczynniki ustrojowe pasa górnego, pasa dolnego, krzyżulców i słupków.

Wielkość przedziału a daje się w granicach 4 do 8 m i tylko w dźwigarach dużych rozpiętości czasem dochodzi do 10 m. W mostach kolejowych dwutorowych ze względu na belki poprzeczne i ich przymocowanie do dźwigarów należy przedziały a przyjmować mniejsze, niż w mostach jednotorowych 5—6 m.

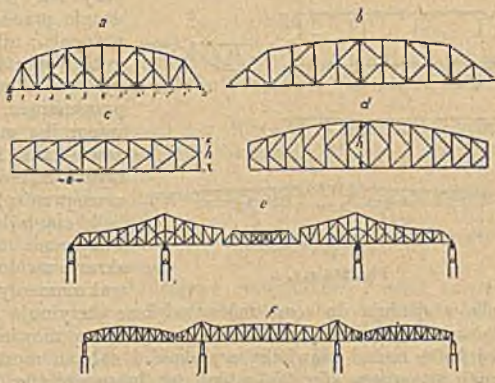


Fig. 254 a, b, c, d, e, f.

Dźwigary ciągłe bezprzegubowe, trójprzęsłowe mają stosunek rozpiętości około 7 : 8 : 7 i czteroprzęsłowe 7 : 8 : 8 : 7. Przy małych rozpiętościach dźwigary te nie dają ekonomji w materjale, przy większych zaś rozpiętościach od 50 m ekonomja w materjale jest widoczna około 8—10% i przy rozpiętościach około 100 m dochodzi do 15%. Krata w dźwigarach ciągłych może być stosowana jak i w belkach zwykłych rozciętych.

Zwrócić tutaj należy uwagę, że jeżeli krzyżulec przecina kilka słupków (krata wzmocniona), to pas górny nad słupkami, umieszczonymi w węzłach głównych, lepiej łamać, to jest lepiej, by górne końce tych słupków 2, 6, 2′ leżały na wypukłej krzywej, a nie na prostej pomiędzy głównemi węzłami pasa górnego (fig. 254 a). Wtedy słupki te są rozciągane, a nie ściskane i łatwiej im nadawać odpowiednie przekroje.

W dźwigarach znacznej wysokości, gdy krzyżulce przechodzą przez dwa lub więcej przedziałów (krata wzmocniona), lepiej stosować przy zasadniczej kracie prostokątnej krzyżulce pochylone ku środkowi (fig. 254 b). Krzyżulce te są zasadniczo ściskane, lecz, będąc przecięte pośrodku słupkiem, otrzymują długość wyboczeniową w płaszczyźnie dźwigara równą połowie ich całkowitej długości, zaś z płaszczyzny dźwigara długość ta może być również zmniejszona do połowy lub mniejszej przez postawienie w słupkach dodatkowych tężników pionowych. Słupki główne zasadnicze są przeważnie rozciągane i, jako

takie, nie wymagają przekroi rurowych, a to ułatwia połączenie poprzecznic z dźwigarami, oraz rozpórek tężników podłużnych i poprzecznych.

Co się tyczy końców dźwigarów, to przy znacznych rozpiętościach lepiej zakończać dźwigary słupkami pionowemi, bo, choć to wymaga cokolwiek więcej materjału, niż przy końcach zbieżnych, daje jednak możność skonstruowania dobrze sztywnych ramownic. W dźwigarach o końcach zbieżnych tworzenie ramownicy pochyłej nastręcza dość duże trudności. W dźwigarach o rozpiętości do 70—80 *m* można również stosować kratę półkrzyżulcową (fig. 254 *c* i *d*). W kracie tej węzły wewnętrzne daje się na połowie wysokości słupków, zaś długość przedziału *a* około 0,7 *h*. Według Z. Bażanta krata ta daje najmniejsze naprężenia drugorzędne od sztywności węzłów.

Dźwigary wspornikowe. Jeżeli w belce ciągłej dwu- lub trójprzęsłowej w miejscach najmniejszych momentów gnących damy tyle dodatkowych przegubów, o ile liczba podpór belki ciągłej przewyższa dwa, otrzymamy wtedy układ belek statycznie wyznaczalny względem sił zewnętrznych, — belki wspornikowe: jednowspornikowe (fig. 254 *e*) lub dwuwspornikowe (fig. 254 *f*). Jak w belkach ciągłych, tak i w belkach wspornikowych, jedna z podpór może być nieruchoma, inne zaś muszą być przesuwne (fig. 255 *a*). Każda belka oddzielna od podpory do podpory ma jedno łożysko nieruchome, drugie przesuwne, lub od podpory do przegubu, albo od przegubu do przegubu jeden koniec winna mieć na łożysku stałem, drugi zaś na łożysku przesuwnem. Belka wsparta na końcu wspornika może mieć takie połączenie zewnętrzne, że miejsce połączenia nie będzie nazewnątrz uwidocznione. Most zewnętrznie będzie mieć kształt, jakby belki ciągłej bezprzegubowej (fig. 255 *b*). Połączenie to może być również jaskrawo uwidocznione (fig. 255 *c*). Ponieważ momenty gnące na końcach wsporników spadają do zera, zaś największe otrzymuje się na podporach, przeto, łącząc końce wsporników belką zawieszoną niewielkiej rozpiętości, możemy tej belce nadać niewielką wysokość i całemu mostowi kształt mostu wiszącego sztywnego (fig. 256 *a*) lub też łukowego (fig. 256 *b*). Belka międzypodporowa może mieć niewielką wysokość, lecz zato będzie wzmocniona łańcuchem wiszącym, zwykle sztywnym, i wspornik jako belka zawieszona do tego łańcucha. Na końcach wsporników spoczywa belka łącząca wolnopodparta (fig. 256 *c*). Otrzymuje się układ wspornikowy o trzech pasach. Mosty wspornikowe nie należą do zbyt sztywnych układów. Wsporniki dają znaczne ugięcie. Układ zaś o trzech pasach jest najmniej sztywny. Most w Mannheimie tak silnie się ugina, że jazda po nim dozwolona jest tylko stępa. Układ ten nie jest godny naśladowania.

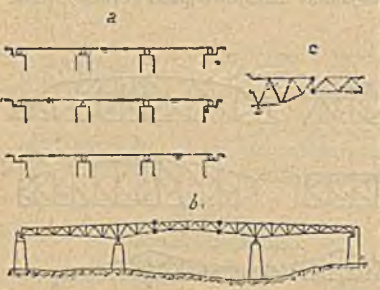


Fig. 255 *a*, *b*, *c*.

Mosty wspornikowe statycznie wyznaczalne o podporach bliźniaczych bez kraty między podporami bliźniaczemi pokazane są na fig. 257 *a*. Dają one możność przy wysokich podporach metalowych ciśnienie od dźwigarów rozłożyć na każdą nogę podpory oddzielnie przy reakcjach dodatnich.

Mosty wspornikowe mają bardzo ważną zaletę, bo dają możność zestawienia ich na miejscu budowy bez użycia rusztowań, których często nie możnaby było zbudować. Przy obliczaniu mostów tych tak waga własna, jak i działanie wiatru powinny być obliczone rozłożone na poszczególne węzły, a nie przyjmowane, jako równomiernie rozłożone. Przy dużych rozpiętościach mosty wspornikowe dają ekonomję i w żelazie i w podporach. W mostach drogowych przy układzie dwuwspornikowym (fig. 257 *b*) można beleczki zawieszone dawać krótkie, kilka metrów rozpiętości i przez to

otrzymywać bardzo małe przyczółki, które wtedy mogą być wzniesione nawet na nasypach. Filary przy brzegach mogą być bez izbic i również tanie, tak, że filar może kosztować znacznie taniej, niż przyczółek. Waga zaś dźwigarów otrzymuje się tylko nieznacznie większa przez ich wydłużenie o wsporniki, gdyż wsporniki zato zmniejszają momenty gnące w części międzypodporowej. Ogólne koszta mogą być znacznie mniejsze, niż przy stosowaniu belki zwykłej jednoprzęsłowej na należytych przyczółkach.

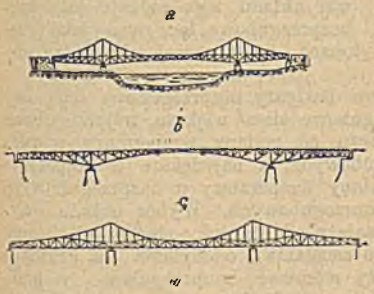


Fig. 256 *a, b, c.*

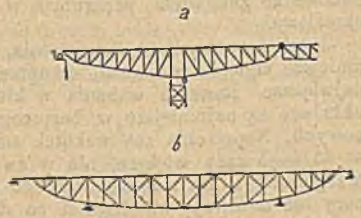


Fig. 257 *a, b.*

Mosty wspornikowe dochodzą do bardzo dużych rozpiętości; do 549 *m* ma most przez rzekę Św. Wawrzyńca w Quebeck. Projekt mostu przez rzekę Hudson — 701 *m* rozpiętości.

Mosty jednowspornikowe w zależności od długości wspornika i belki zawieszonej mogą mieć reakcje na podporze skrajnej dodatnie i ujemne. Zwykle dążą do tego, by reakcje otrzymywać tylko dodatnie, gdyż zakotwienie końców dźwigarów połączone jest z pewnemi trudnościami, zaś umieszczanie przeciwwag wymaga miejsca i zwiększa wagę żelaza dźwigarów. Jaka powinna być długość wsporników i belki zawieszonej w stosunku do długości belki międzypodporowej by waga była najmniejsza, jest to zadanie, które ściśle teoretycznie nie może być rozwiązane. Można korzystać z tablicy 7, w której podany jest przez różnych autorów stosunek długości części przęseł przy oznaczeniach według fig. 258.

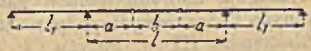


Fig. 258.

Tablica 7.

Autor	$\frac{a}{l_1}$	$\frac{a}{l}$	$\frac{b}{l}$	$\frac{l_1}{l}$
Winkler	0,18—0,27	0,17—0,23	0,66—0,54	0,96—0,84
Nikolai	0,20	0,18	0,64	0,90
Bayer	0,4 —0,6	0,30	0,40	0,75—0,50
Burr	0,62—0,5	0,25	0,50	0,4 —0,5
Merriman i Jacoby	0,43	0,16	0,68	0,37

Dźwigary łukowe stosuje się obecnie przeważnie dwuprzegubowe i trójprzegubowe. Bezprzegubowe stosuje się tylko kratowe przy znacznych rozpiętościach, jeżeli jest możność dobrego zamocowania pasów łuku do podpór. Bezprzegubowe w ostatnim wypadku dają możność łatwiejszego zestawienia na podporach bez rusztowań, niż łuki przegubowe. Dźwigary łukowe blaszane sztywne, jako bezprzegubowe, nie mają racji bytu, gdyż

zamocowanie ich w stopie byłoby bardzo trudne i trzebaby było dźwigar zapuszczać dobrze w podporę i zamurowywać, by osiągnąć łuk istotnie bezprzegubowy (fig. 259). Pozostawiając zaś stopy płaskie z klinami, jak to stosowano (mosty Morand, Lafayette w Lugdunie, Mikołajewski w Petersburgu i inne), nie możemy przyjmować układu tego rodzaju jako łuki bezprzegubowe, lecz raczej jako przegubowe ze zmiennym przegubem w stopach, zatem raczej jako układ nieokreślony.

Fig. 259.

Jeżeli rozpatrywać odkształcenia, to dźwigary bezprzegubowe dają najmniejsze ugięcia w kluczu, dwuprzegubowe nieco większe, trójprzegubowe największe. Również wahania w kluczu od zmiany temperatury w tych układach są najmniejsze w bezprzegubowych, a największe w trójprzegubowych. Naprężenia zaś wskutek zmiany temperatury w bezprzegubowych są do 4—5 razy większe, niż w dwuprzegubowych. Wybór układu dwuprzegubowego lub trójprzegubowego zależy od stałości podpór. Jeżeli podpory nie nasuwają wątpliwości co do osiadania i odchylenia (na gruntach stałych twardych i skalistych), należy stosować dwuprzegubowe, w przeciwnym razie trójprzegubowe, gdyż przy nieznacznem przesunięciu się podpory pod działaniem rozporu w łuku trójprzegubowym powstaną nieznaczne dodatkowe naprężenia, zaś w łuku dwuprzegubowym naprężenia te mogą być bardzo znaczne, szczególniej w łukach płaskich.

Stosunek wysokości łuku do jego rozpiętości normalnie leży w granicach od $\frac{f}{l} = \frac{1}{7} - \frac{1}{12}$, choć dochodzi do $\frac{1}{2,5}$ i $\frac{1}{17}$. Łuki płaskie są ładne, lecz wymagają dobrych podpór, zatem albo dobrego gruntu, albo też bardzo silnych i kosztownych podpór. Stosunek 1 : 17 jest w moście trójprzegubowym Aleksandra III. w Paryżu, 1 : 17,2 w moście dwuprzegubowym Pantelejmonowskim w Petersburgu. Przy dobrym gruncie możnaby dojść do 1 : 20, lecz nie dalej.

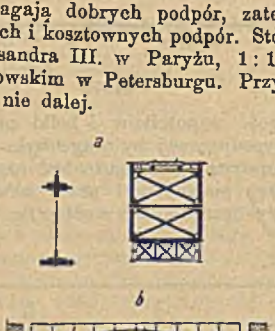


Fig. 260 *a, b, c.*

Fig. 261 *a, b, c.*

Łuki o ściance pełnej mogą być stosowane do rozpiętości około 60 *m*, przyczem wysokość dźwigara waha się w granicach $\frac{l}{40} - \frac{l}{60}$. Przy znacznem obciążeniu ruchomem stosuje się granicę większą, przy mniejszem granicę mniejszą. Pomost, zwykle wzniesiony, spoczywa na słupkach (fig. 260 *a*). Kształt łuku tworzy przeważnie krzywą koła, choć parabola przy równomiernem

obciążeniu całego dźwigara daje momenty w przekrojach łuku trójprzegubowego zerowe, w dwuprzegubowym bliskie do zera; nie jest ona jednak tak ładna, jak krzywa koła. Jeżeli rozpiętość jest znaczna, wtedy przeważnie stosują łuki kratowe o pasach równoległych (fig. 260 *b*), lub też o kształcie sierpowym (fig. 260 *c*), również ze słupkami do podtrzymania pomostu, lub też przy znacznej wysokości mostów z filarami wieżowemi (fig. 261 *a*). Słupki pojedyncze wysokie łączą wtedy poziomemi prętami z węzłami, by zmniejszyć ich długość wybaczalną i przez to ich przekroje (fig. 261 *b*). Ponieważ pod wpływem zmiany temperatury belki podłużne się wydłużają lub skracają, przeto przy stosowaniu wieży każdy z dźwigarów podłużnych musi mieć łożyska na jednym końcu przesuwne i na drugim stałe. Przy słupkach pojedynczych (fig. 261 *c*) słupki należy obliczać na ściskanie i na zginanie. By zmniejszyć naprężenie od zginania, przy większych rozpiętościach należy sto-

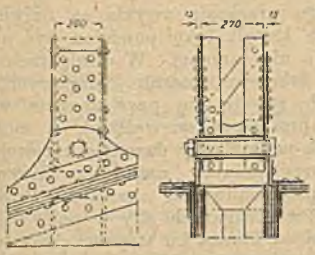


Fig. 262.

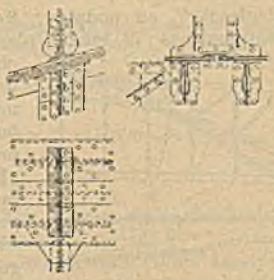


Fig. 263.

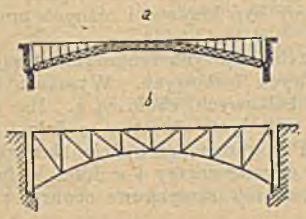


Fig. 264 *a, b.*

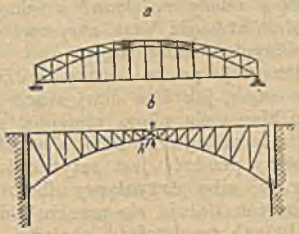


Fig. 265 *a, b.*

sować połączenie słupków z łukiem przegibne (fig. 262), a czasem też przegibne i z podłużnicą. Zamiast przegubów można użyć połączenia blachami (fig. 263).

W łukach trójprzegubowych blaszanych oraz z pasami równoległemi przegub środkowy zwykle daje się na osi łuku. Łuki kratowe przeważnie wykonywa się dwuprzegubowe, rzadziej trójprzegubowe. Są one tak z jazdą górą (fig. 264 *a, b*), jak też i z jazdą dołem (fig. 263 *a*). W ostatnim wypadku mogą być ze ściągiem, wtedy ciśnienie na podpory od sił pionowych wywierają pionowe (fig. 265 *a*). Jeżeli w łukach kratowych (fig. 265 *b*) daje się trzeci przegub w kluczu, to należy go umieścić w pobliżu pasa górnego (w odległości $^1/_4 - ^1/_3$ wysokości w kluczu). Umieszczenie przegubów w kluczu w pobliżu pasa górnego lepiej rozkłada ciśnienie na pas górny, oraz na kratę. Pasy pracują równomierniej. Przy położeniu przegubu w poziomie pasa dolnego pracuje przeważnie pas dolny, pas górny zaś bardzo słabo, ze względów jednak ustrojowych przekrój trzeba mu dawać znaczny, niewyzyskany, co podnosi znacznie spółczynnik ustrojowy.

Wysokość dźwigarów kratowych w kluczu daje się około $\frac{1}{25} l$ dla mostów kolejowych, a nawet $\frac{1}{20} l$, zaś dla mostów drogowych wysokość ta może być mniejsza i może być doprowadzona do $\frac{1}{60} l$. Strzałka f około $\frac{1}{6} l - \frac{1}{6{,}5} l$, o ile wysokość ustrojowa to dopuszcza. W mostach z jazdą górą strzałka f może być znacznie mniejsza i niewykluczone jest $f = \frac{1}{15} l - \frac{1}{16} l$. Należy wszakże mieć na uwadze, że tak płaskie łuki wymagają dobrych podpór. Na podporach wysokość dźwigarów z jazdą dołem zależy od obrysia i stanowi około $\frac{1}{12} l - \frac{1}{17} l$. Pochylenie krzyżulców do pionu przyjmuje się około 45° w odległości $^1/_4$ od podpory. Koło tego przekroju zwykle są największe momenty gnące. W łukach blaszanych kształt łuku powinien być o linji ciągłej, a nie łamanej. W dźwigarach kratowych łukowych mostów kolejowych, nie miejskich, stosuje się pasy łamane wielobocznie, proste między węzłami, w mostach miejskich należy pasy dawać o krzywej ciągłej, uwzględniając naturalnie krzywiznę prętów przy obliczeniu naprężeń. Przytem, ponieważ w dźwigarach siły w pasie dolnym wzrastają od klucza ku stopom, zaś w pasie górnym przeważnie odwrotnie, przeto wysokość ścianki pasów pasa górnego można dawać jednakową na całej długości, zaś pasa dolnego należy zwiększać w sposób ciągły od klucza ku stopom. Górna i dolna krawędź pasa zarysowane winny być krzywemi różnych promieni i z różnych środków (fig. 266).

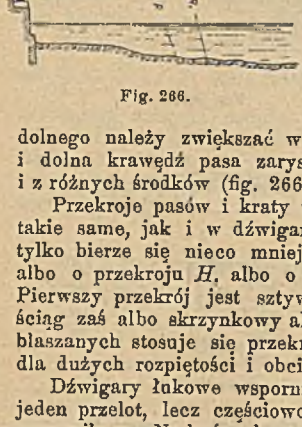


Fig. 266.

Przekroje pasów i kraty w dźwigarach łukowych kratowych stosuje się takie same, jak i w dźwigarach kratowych belkowych. Wysokość blach tylko bierze się nieco mniejszą, niż u belkowych, około $^2/_3 h$. Pas dolny albo o przekroju H, albo o przekroju rurowym otwartym z dołu i góry. Pierwszy przekrój jest sztywniejszy. Pas górny przeważnie skrzynkowy, ściąg zaś albo skrzynkowy albo rurowy otwarty z góry i z dołu. W łukach blaszanych stosuje się przekroje dwuteowe lub skrzynkowe otwarte z dołu dla dużych rozpiętości i obciążeń.

Dźwigary łukowe wspornikowe otrzymujemy, jeżeli dźwigar kryje nie jeden przelot, lecz częściowo także dwa sąsiednie przeloty, jak belka dwuwspornikowa. Na końcach wsporników spoczywają belki zwykłe rozcięte, które drugimi końcami mogą spoczywać również na wspornikach dźwigarów belkowych (fig. 216 *b*; most Troicki) lub łukowych, lub też na podporach (fig. 267 *a*). Jeżeli wysunięte części dźwigara łukowego nie wystają swobodnie, lecz spoczywają na podporach, otrzymamy właściwie dźwigar ciągły. Zwykle boczne części, spoczywające na podporach, mają poduszki (łożyska) przesuwne, tak że właściwie boczne dźwigary są układu belkowego (fig. 267 *b*). Gdyby poduszki bocznych przęseł dać przegibne nieruchome, wtedy otrzymalibyśmy most łukowy ciągły; na podporach środkowych poduszki wtedy robi się przegibno przesuwne. Jeżeli w tych układach niema przegubów pośrodku, to otrzymuje się układy trzy razy statycznie niewyznaczalne ze względu na reakcje podpór, przy zastosowaniu jednego przegubu pośrodku (fig. 267 *c*; most Mirabeau) dwukrotnie statycznie niewyznaczalny, przy trzech przegubach (fig. 267 *d*) statycznie wyznaczalny. Długość wsporników, jak w układach belkowych około $^1/_4$—$^1/_3$ rozpiętości przęsła łukowego (most Troicki w Petersburgu, fig. 216 *b*; Viaurski wiadukt, fig. 267 *e*). Należy tak wyznaczać długość wsporników i be-

lek zawieszonych, by uniknąć rozporu ujemnego. Waga mostów łukowych wspornikowych jest mniejsza od belkowych, lecz większa od łukowych. Podpory dla tych układów otrzymują zwykle niesymetryczny kształt (fig. 268). Mosty łukowe wspornikowe dobrze stosować, gdy trzeba zestawienie ich robić bez rusztowań, lub gdy trzeba nadać dźwigarom możliwie niewielką wysokość

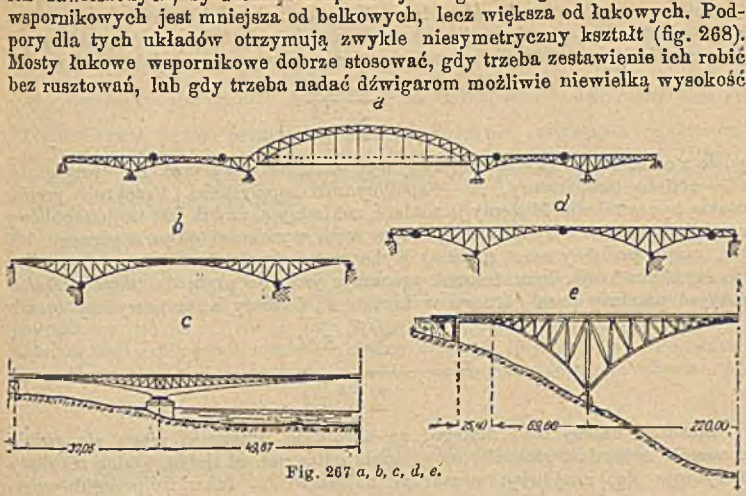
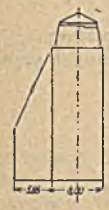


Fig. 267 *a, b, c, d, e.*

ustrojową pośrodku przęsła (względy żeglugi) przy zachowaniu jazdy górą. Wysokość dźwigarów w kluczu można sprowadzić do $^1/_{50}\,l$.

Do układów łukowych można zaliczyć jeszcze łuki gibkie zesztywnione belkami (fig. 269), przytem belka pośrodku może mieć przegub (fig. 269) z prętem fałszywym $a\,b$, lub też być bez przegubu (fig. 270). W pierwszym wypadku mamy układ statycznie wyznaczalny, w drugim statycznie niewyznaczalny. Układ ten nie posiada zalet, któreby przemawiały za jego stosowaniem. Nie należy do układów ładnych i sztywnych. Może być stosowany jedynie do mostów drogowych, gdzie obciążenie obliczeniowe rzadko ma miejsce, prawie tylko przy próbie mostu, i dla których większe ugięcie ma mniejsze znaczenie, niż dla mostów kolejowych.



Obliczenie mostów łukowych. Rozpatrzymy tutaj tylko łuki dwuprzegubowe blaszane i kratowe bez ściągu

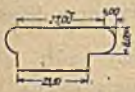


Fig. 268.

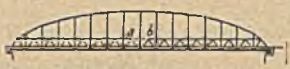


Fig. 269.

Fig. 270.

i ze ściągiem. Trójprzegubowe nie nastręczają najmniejszych trudności, jako układy statycznie wyznaczalne. Dwuprzegubowe należą do statycznie niewyznaczalnych, przeto przy obliczaniu tych dźwigarów musimy mieć z góry dane przekroje. W dźwigarach kratowych dostatecznie mieć tylko wielkość przekroju, w dźwigarach blaszanych wielkość przekroju i sam przekrój, bo niezbędny jest moment bezwładności przekroju.

a) Dźwigary łukowe kratowe. Rozpór od siły $P = 1$, położonej w dowolnym węźle, otrzymuje się ze wzoru:

$$H = \frac{\sum \frac{S a l}{F}}{\sum \frac{a^2 l}{F}},$$

gdzie S jest siła w dowolnym pręcie w założeniu, że dźwigar jest belkowy, σ — siła w pręcie od siły $H = 1$ w dźwigarze również belkowym, l — długość pręta i F — przekrój. Znaki sum rozpościerają się na wszystkie pręty danego dźwigara. Rozpór od zmiany temperatury otrzymuje się ze wzoru:

$$H_t = \pm \frac{\alpha L t E}{\sum \frac{\sigma^2 l}{F}},$$

gdzie α oznacza spółczynnik linjowej wydłużalności dla żelaza, L — rozpiętość, t^0 — zmianę temperatury, E — spółczynnik sprężystości. Przekroje prętów muszą być wiadome. Możemy je znaleźć, zakładając, że łuk jest trójprzegubowy z przegubem kluczowym umieszczonym w $^1/_3$ wysokości od pasa górnego, lub też, mając podobny most, możemy wykorzystać przekroje tego mostu, stosując nie same przekroje, lecz stosunek przekroju jednego pręta do innych. Można przyjąć przekrój pasa górnego w kluczu F_0 i wtedy wzór powyższy brzmi:

$$H = -\frac{\sum \frac{F_0}{F} S \sigma l}{\sum \frac{F_0}{F} \sigma^2 l}.$$

Stosunek należy brać dlatego, że absolutne przekroje mogą się różnić znacznie, natomiast stosunki mogą mało odbiegać od siebie. Dobre rezultaty otrzymuje się, znajdując przekroje najpierw dla łuku trójprzegubowego. Gdy na zasadzie powyższych wzorów znajdziemy rozpór, wtedy określamy siły w prętach i przekroje, które wprowadzone do tychże wzorów, dadzą nam dokładniejsze wielkości dla H. Na podstawie nowego H obliczamy znowu siły i przekroje prętów. Nowe przekroje wstawiamy znowu do wzoru dla H. Jeżeli dla H otrzyma się znaczenie, różniące się nie więcej niż 3—4%, to przyjęte przekroje można przyjąć jako ostateczne, w przeciwnym razie obliczenie należy powtórzyć.

Jeżeli dźwigary są ze ściągiem, wtedy obliczenie przeprowadzamy, jak i bez ściągu, lecz tylko wtedy zwykle przyjmuje się stosunek innych prętów do ściągu. Dla H tedy mamy wzór:

$$H = -\frac{\sum \frac{F_s}{F} S \sigma l}{\sum \frac{F_s}{F} \sigma^2 l + L},$$

który właściwie mieści się we wzorze powyższym, gdyż dla pręta ściągu $\sigma = 1$.

b) Dla łuków o ściance pełnej dla rozporu H mamy wzór:

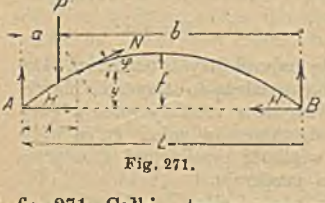


Fig. 271.

$$H = \frac{\int_0^L \frac{M_0 y\, ds}{I} - \int_0^L V \frac{\sin\varphi \cos\varphi\, ds}{F}}{\int_0^L \frac{y^2 ds}{I} + \int_0^L \frac{\cos^2\varphi\, ds}{F}},$$

gdzie Mo jest moment gnący od siły $P = 1$, zaczepionej w odległości a od lewej podpory, w założeniu, że łuk ma podpory, jak belka zwykła; inne wielkości są pokazane na fig. 271. Całki w tym wzorze mogą być zastąpione przezsumy, przytem sumowanie może być wzięte według wzoru Simpsona, wtedy:

$$H = \frac{\sum \frac{M_0 y\, ds}{I} - \sum V \frac{\sin\varphi \cos\varphi\, \Delta S}{F}}{\sum \frac{y^2 \Delta S}{I} + \sum \frac{\cos^2\varphi\, \Delta S}{F}}.$$

Dla niewielkich rozpiętości do 25—35 *m* można przekrojów nie zmieniać. Przy większych rozpiętościach przekroje są zmienne. Dla pierwszego przybliżenia można znaleźć przekroje dla łuku trójprzegubowego. Należy tylko mieć na uwadze, że naprężenia od zmiany temperatury dla łuków płaskich, gdy $\frac{f}{l} = \frac{1}{15} - \frac{1}{17}$, są dość znaczne i dochodzą do 30—50% naprężeń od sił pionowych, przeto przekroje trzeba odpowiednio zwiększyć. Mając rozpór, otrzymamy siłę normalną w łuku i moment gnący $N = V \sin\varphi + H \cos\varphi$; $M = M_0 - Hy$. V oznacza siłę poprzeczną w belce prostej tej samej rozpiętości i obciążenia, co łuk.

Naprężenie znajdujemy z wzoru: $K = \frac{N}{F\varphi} \pm \frac{Mz}{I}$.

Ponieważ linje wpływowe dają inną granicę obciążeń dla N i M, przeto dla prawidłowego obliczenia należy obliczyć linje wpływu naprężeń według powyższego wzoru i według linji naprężeń obciążać łuk najniedogodniej. Zamiast linji wpływowe naprężeń można obliczyć linje wpływu momentów gnących względem krańcowych punktów rdzennych danego przekroju: dla

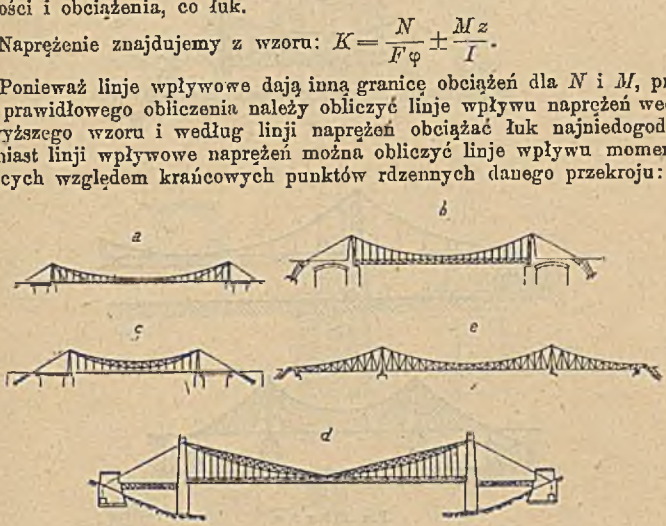


Fig. 272 *a, b. c, d, e.*

naprężeń w górnych włóknach momenty rdzenne dolne, dla naprężeń dolnych włókien momenty rdzenne górne, obciążenie według linji wpływu tych momentów da nam największe naprężenie:

$$K = \pm \frac{M_d z}{I} \quad \text{i} \quad K = \pm \frac{M_g z}{I},$$

M_g i M_d odpowiednio momenty rdzenne dolne i górne.

Dźwigary mostów wiszących. Mosty wiszące są gibkie, gdy na łańcuchu zawieszony jest pomost (fig. 272 *a*). Mosty te ze względu na swe znaczne odkształcenia, dużo przesunięcia w kierunku pionowym i podłużnym nie nadają się do mostów kolejowych. Nawet do mostów drogowych z powodu braku sztywności nie są do zalecenia, jedynie można ich używać, jako mostów dla pieszych. Obecnie stosuje się łańcuchy gibkie w połączeniu z belkami zwykłemi, które nadają im odpowiednią sztywność (fig. 272 *b*), łańcuchy sztywne, do których jest podwieszona część przejazdowa (fig. 272 *c*), lub też łańcuchy sztywne w połączeniu z belkami sztywnemi (fig. 272 *d*). Wreszcie, do mostów wiszących zaliczamy odwrócone dźwigary kratowe łukowe. Otrzymujemy układy, w których pręty są przeważnie rozciągane, gdy tymczasem te pręty w układzie łukowym były ściskane (fig. 272 *e*). Ponieważ mosty te mają punkty podparcia wyżej środka ciężkości, przeto należą do układów statecznych.

Miarą sztywności dźwigarów mostowych jest stosunek strzałki ugięcia dźwigarów od obciążenia ruchomego do jego rozpiętości. Zatem im waga własna mostu jest większa, a zatem przekracza obciążenie ruchome, tem naprężenia w elementach dźwigarów od obciążenia ruchomego stanowią mniejszy procent od całkowitych naprężeń i dlatego ugięcie jest mniejsze. Waga zależy od rozpiętości i dlatego mosty wiszące nadają się dobrze do dużych rozpiętości. Do średnich i małych rozpiętości mosty te pod względem ekonomicznym się nie nadają. Stosowanie ich do mniejszych rozpiętości może

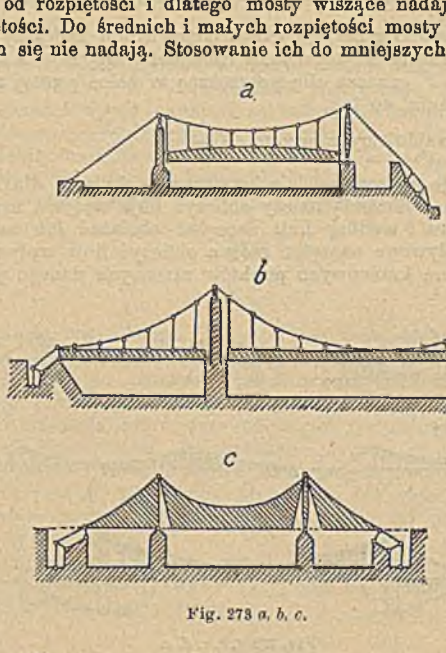


Fig. 273 *a, b, c.*

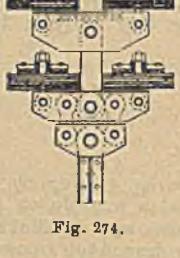


Fig. 274.

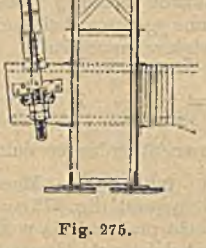


Fig. 275.

Fig. 276.

być podyktowane względami estetycznemi, bo należą do mostów radnych, lub też względami dogodnego zestawienia na miejscu bez rusztowań. Nadają się natomiast do dużych rozpiętości i przy bardzo dużych rozpiętościach są niemal jedyne. Układy według fig. 273 *a, b* są raz przesztywnione, według fig. 273 *c* dwa razy przesztywnione.

Strzałka łańcucha przyjmuje się od $^1/_8$ do $^1/_{13}$ *l*. Wysokość dźwigarów usztywniających około $^1/_{30}$ do $^1/_{80}$ *l*. Druga granica daje mało sztywne belki przeto lepiej się trzymać bliżej pierwszej granicy około $^1/_{40}$ *l*. Łańcuchów w każdym dźwigarze może być jeden i więcej w zależności od przekroi, jakie wypadają. Przy kilku łańcuchach podwieszenie pomostu lub belki

usztywniającej do łańcuchów powinno być zrobione zapomocą szeregu orczyków, by obciążenie na łańcuchy było rozłożone możliwie jednakowo

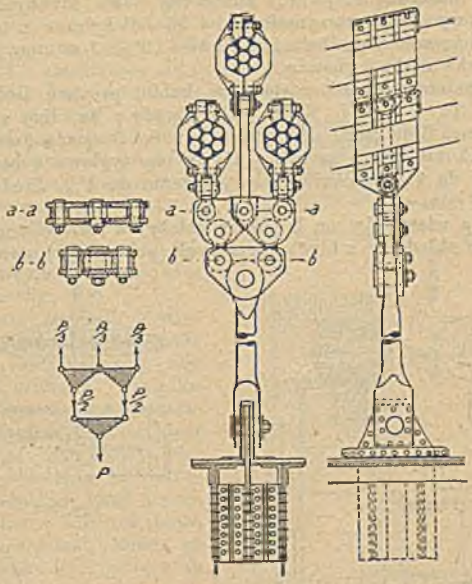


Fig. 277.

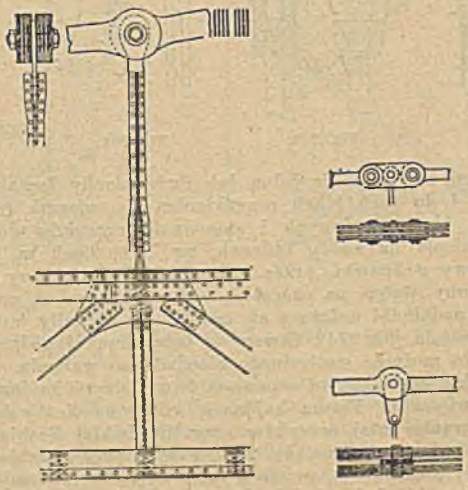


Fig. 278. Fig. 279.

(fig. 274), i przytem tak, by przy obrotach w dowolnym kierunku wieszaki mogły się obracać, a nie giąć, zatem połączenie przegibno kuliste (fig. 275, 276 i 281), lub przegibne w dwóch kierunkach prostopadłych do siebie (fig. 277).

Łańcuchy robi się w postaci prostych ogniw (fig. 279), lub w dużych mostach z blach pionowych grubości od 12—25 *mm* i szerokości do 1500 *mm* i więcej, lub nitowane sztywne i gibkie (fig. 278). Materjał na łańcuchy winien być o wysokiej wytrzymałości od 55—65 *kg/mm²* z granicą sprężystości około 35 *kg/mm²* i wydłużeniem od 15—18%. Jest to zwykle szlachetna stal z domieszką niklu i chromu.

Zamiast łańcuchów można stosować kable, przytem ilość kabli może dochodzić do 12 i więcej. Kable składają się z lin, liny z drutów; ilość drutów w jednej linie może dochodzić do 250. Średnica drutów przyjmuje się od 3,5—6,5 *mm*. Stal na druty używa się tyglowa o bardzo wysokiej wytrzymałości do 115 *kg/mm²* przy wydłużeniu do 4%. Średnica kabli dochodzi do 600 *mm*.

Zawieszenie wieszaków na łańcuchu zależy od ustroju samego łańcucha. Jeżeli łańcuch składa się z blach pionowych, połączonych sworzniami, to na

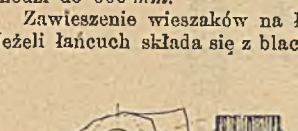


Fig. 280.

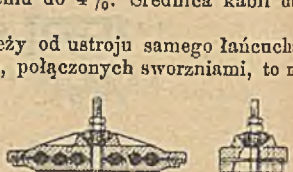


Fig. 281.

Fig. 282.

Fig. 283.

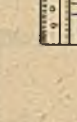


Fig. 284.

Fig. 285.

sworzniach tych zawiesza się jedną lub dwie blachy kształtowe pośrodku lub z boków i do tych blach przytwierdza się wieszak (fig. 280). Przy łańcuchach z blach poziomych i stosowaniu orczyków do jednakowego rozłożenia ciśnienia na każdy łańcuch, na łańcuchach są przyśrubowane specjalne odlewy podstawki, przez których otwory i otwory w łańcuchach przechodzą śruby wzięte na naśrubki; pod naśrubkami są podkładki z dołu sferyczne; na podkładki nałożone są czapki, by chroniły kuliste podkładki od zanieczyszczenia (fig. 274). Otwory w łańcuchach i podstawkach są podłużne, by była możność swobodnego niewielkiego wahania.

Kable zwykle zaciskane są zapomocą dwudzielnych kajdanek, do których zawiesza się wieszaki. Forma kajdanek zależy od liczby kabli łańcucha, przytem stosowanie tutaj orczyków przy niewielkiej liczbie kabli w łańcuchu (3 lub 4) jest pożądane (fig. 277). Przy większej liczbie kabli orczyki komplikowałyby konstrukcję, przeto w tych wypadkach stosuje się kajdanki wspólne na wszystkie kable i na te kajdanki zawiesza się wieszak tak, by mógł mieć swobodne niewielkie wahania i by nie był narażony na łamanie (fig. 281).

Mocne zaciśnięcie kabli kajdankami otrzymuje się przy ustroju według fig. 282, zaprojektowanej przez firmę Harkort. Kajdanki mają z boku czopy,

na których zawieszone są blachy do przynitowania wieszaków; z boków kajdanek są pierścienie, które zakrywają boki kajdanek; u góry i u dołu kajdanki mają czopy lekko stożkowe; w górnym czopie jest otwór, przez który zalewa się stop metalowy. Po zalaniu pustego miejsca między kajdankami i kablem, na czopy nasadza się rozgrzane stalowe pierścienie, które po ostygnięciu i skurczeniu się dobrze zaciskają kajdanki. Wieszaki robią się przeważnie z kształtowników: z kątowników, ceowników, a także i żelaza okrągłego (fig. 283). Okrągły wieszak zakończa się albo widełkami z otworem na sworzeń (fig. 284), albo jest spłaszczony i w spłaszczonym końcu ma otwór na sworzeń (fig. 285), lub też może być zakończony gwintem, na którym się trzyma w odpowiednim odlewie (fig. 283).

Podwieszanie pomostu do wieszaków zależy od tego, czy most jest z belką usztywniającą, czy też nie. W ostatnim wypadku zwykle podwieszone są na wieszakach poprzecznice. Jeżeli zaś jest belka usztywniająca, wtedy wieszaki albo połączone są bezpośrednio ze słupkami belki i podtrzymują takową lub też łączą się z poprzecznicami, które na sztywno muszą być połączone

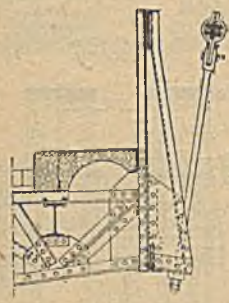


Fig. 286.

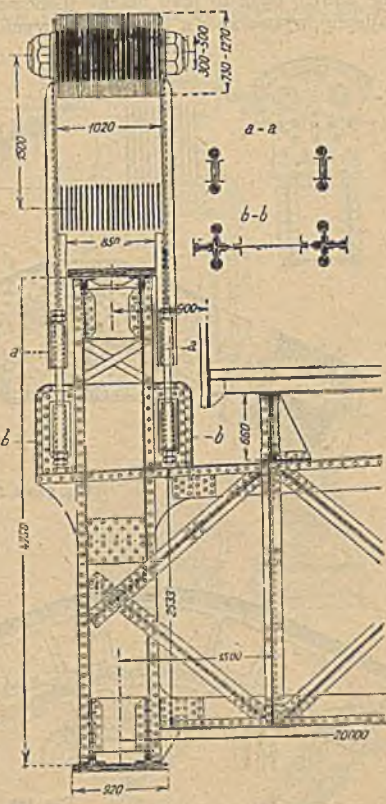


Fig. 287.

z belką usztywniającą, gdyż na poprzecznice w tym wypadku przenosi się ciśnienie i od belki usztywniającej.

Zawieszenie pomostu na wieszakach pokazane jest na fig. 286. Według fig. 287 wykonane jest połączenie mostu Elżbiety w Budapeszcie. Wieszaki i belka poprzeczna są zaopatrzone w rurki z blachy, których odgięte części tworzą ściankę podwójną w postaci żebra wzdłuż rurki. Te ścianki zaciśnięte są między ceownikami wieszaka i kątownikami, przynitowanemi do blach pionowych belki poprzecznej. Przez rurki są przepuszczone śruby, po cztery na każdy koniec poprzecznicy, które trzymają belkę usztywniającą.

Podparcie łańcuchów może być dwojakie: albo łańcuch jest zamocowany do podpory przegibnie i sama podpora jest ruchomo-wahadłowa, zatem może wykonywać niewielkie obroty koło przegubu dolnego, na którym

spoczywa, albo podpora w postaci pilonu jest nieruchoma i wtedy łańcuch jest umocowany do przegubu poduszki przesuwnej na wałkach. Tak w pierwszym, jak i w drugim wypadku łańcuch ciśnie na pilony pionowo, jeżeli nie uwzględniać nieznacznego tarcia potoczystego, jakie się wytwarza przy nieznacznych przesunięciach kadłubów poduszki na wałkach. Ustrój samej poduszki zależy przedewszystkiem od ustroju łańcuchów.

Jeżeli łańcuchy składają się z blach pionowych, bądź to jako ogniwa (fig. 288 *a*), bądź to jako blachy pionowe (fig. 288 *b*), wtedy kadłub poduszki najlepiej wytworzyć z blach pionowych z przekładkami i dwoma sworz-

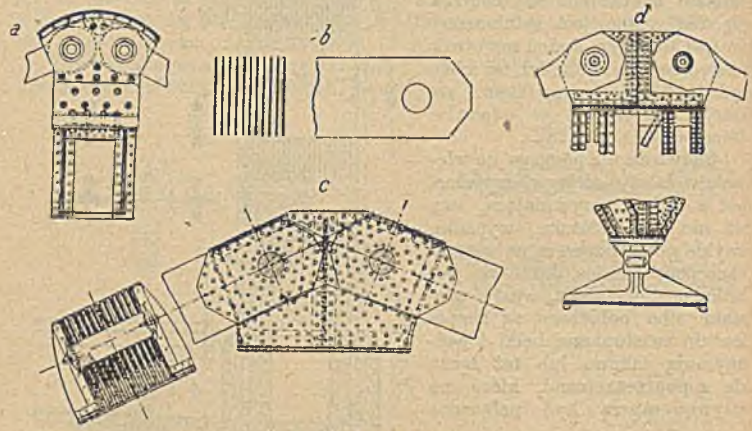


Fig. 288 *a, b, c, d.*

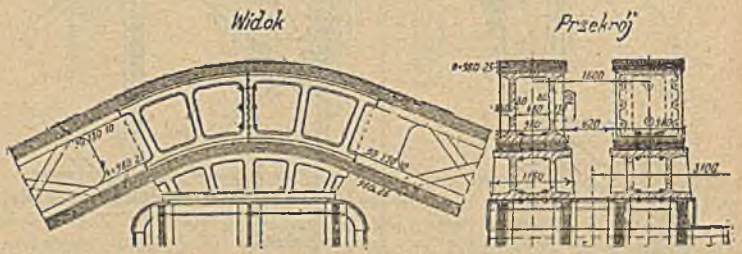


Fig. 289.

niami (fig. 288 *c*). Kadłub w danym wypadku tworzy jakby krótkie ogniwo, łączące łańcuch zawieszony i kotwicowy, zaś dolna część tego krótkiego łączącego ogniwa z przekładkami, ściągnięta nawskroś przechodzącemi śrubami i z dołu zheblowana i połączona z płytą stalową, tworzy kadłub dostatecznie sztywny, który leży na wałkach. Jeżeli kadłub taki połączymy ze słupem, dolny koniec którego spoczywa na przegubie poduszki nieruchomej, to otrzymamy podparcie łańcucha podporą wahadłową (fig. 288 *d*).

Jeżeli łańcuchy są z blach poziomych znitowanych, wtedy leżą one zwykle na poduszce lanej stalowej, która spoczywa na wałkach, gdy pilony są nieruchome, lub też są przytwierdzone do głowicy słupa, gdy pilony są wahadłowe (fig. 289 i 290).

Jeżeli łańcuch składa się z kilku części, wtedy nad podporą łańcuchy, położone jeden nad drugim, łączy się odpowiedniemi rozłącznikami stalo-

wemi, które trzymają te łańcuchy na należytej odległości, i następnie mogą spoczywać na odlewie stalowym, położonym na wałkach lub głowicy pilonu wahadłowego (fig. 289).

W mostach kablowych rozróżnia się dwa zasadnicze wypadki:

a) kable zawieszone przechodzą nad podporami i dalszy ciąg ich tworzy kable kotwicowe (utrzymujące);

b) kable zawieszone kończą się nad podporą, są do podpory lub poduszki przymocowane, kable zaś kotwicowe idą od zakotwienia do podpory,

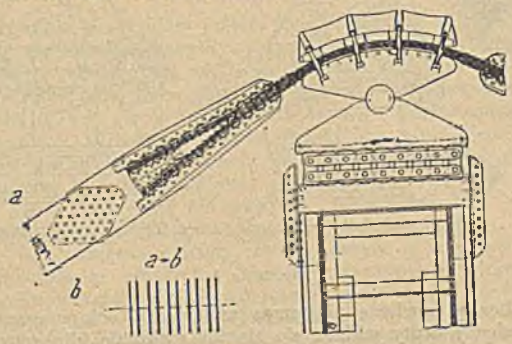


Fig. 290.

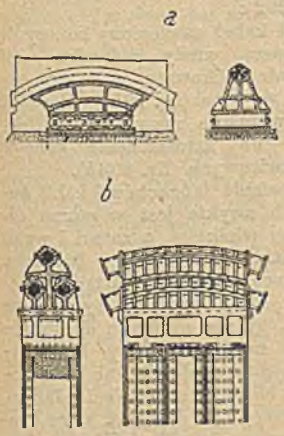


Fig. 291 *a, b.*

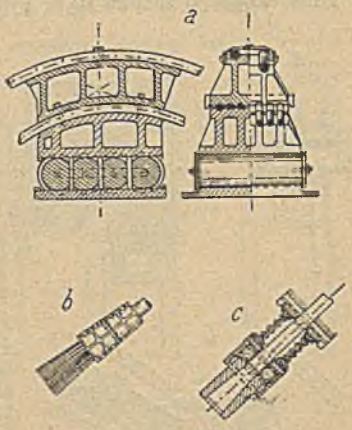


Fig. 292 *a, b, c.*

przytem ilość kabli kotwicowych może być taka sama, jak kabli zawieszonych lub też większa.

W pierwszym wypadku na pilonie nieruchomym na wałkach spoczywa poduszka stalowa, której wierzchnia część jest kolista ze żłobkiem, w którym leży kabel (fig. 291 *a*). Promień koła osi żłobka powinien odpowiadać średnicy kabla i winien być dość duży, by wygięty kabel nie był narażony na znaczne dodatkowe naprężenia od zgięcia. Jeżeli pilony są wahadłowe, wtedy poduszki bezpośrednio są przytwierdzone do głowic pilonów (fig. 291 *b*). W zależności od ilości kabli, przerzuconych przez pilony, poduszkom nadaje się odpowiedni kształt (fig. 292 *a*).

Zakończenie kabli i ich zamocowanie. Kable zakończają się główkami ze stali najlepszego gatunku, które mają kształt cylindryczny lub też stożkowy z otworami stożkowemi (fig. 292 *b*). Kabel jest rozszczepiony szczotkowato, by każdy drut był oddzielnie. Drutom przywraca się

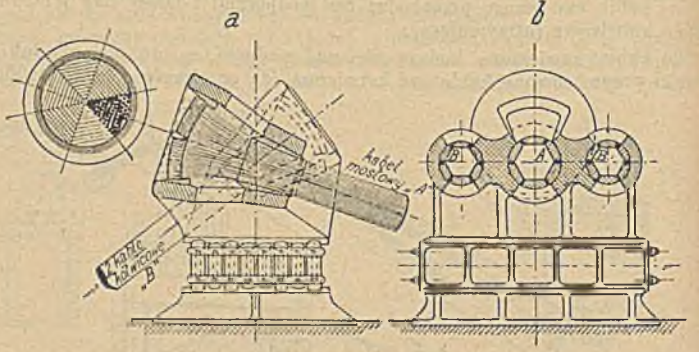


Fig. 293 *a*, *b*.

czystą metaliczną powierzchnię przez zamoczenie ich w rozczynie kwasu solnego. Pomiędzy druty wkłada się cienkie gwoździe klinowate i wszystko zalewa się stopem z ołowiu, cyny i antymonu. Wytworzona główka o kształcie klina okrągłego zaciska się w cylindrze (fig. 292 *c*).

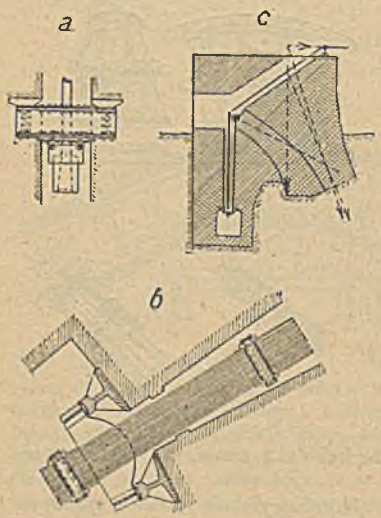


Fig. 294 *a*, *b*, *c*.

Jeżeli kabel zawieszony kończy się nad pilonem, wtedy poduszka musi mieć otwór stożkowaty, w którym zatwierdza się kabel (fig. 293 *a*). Również w tejże poduszce muszą być otwory stożkowe do zatwierdzenia końców kabli kotwicowych (fig. 293 *b*).

Zakotwienie łańcuchów i kabli kotwicowych zwykle jest w murze odpowiedniej wielkości, a zatem i wagi, by pod działaniem naciągu łańcucha kotwicowego nie mogło nastąpić przesunięcie. Mury powinny być dobrze wyłożone, by nie nastąpiło oderwanie się części muru, za który bezpośrednio zaczepiają poduszki lub belki kotwicowe. Miejsca zakotwienia łańcuchów powinny być dostępne, same łańcuchy powinny przechodzić przez kanały dostępne do rewizji i malowania. Tylko w mostach niewielkich można łańcuchy kotwiczne zakładać w beton. Samo ciśnienie, wywoływane naciągiem łańcuchów, oddaje się na specjalne ciosy lub dobrze uzbrojony beton przez poduszki lub płyty stalowe. Łożyska łańcucha kotwicznego cisną przeważnie na specjalne belki i te ostatnie na łożyska lub płyty, wsparte na ciosach podpór (fig. 294 *a* i *b*). Łożysk lub płyt może być dwie lub cztery na każdy łańcuch kotwiczny w zależności od siły w łańcuchu. Połączenie łańcuchów z poduszkami powinno być takie, by należycie zabezpieczało końce łańcuchów i kabli od

ewentualnego zginania. Osiąga się to przez stosowanie przegubów cylindrycznych lub kulistych.

W miejscach załamania się łańcuchów kotwicznych w murach powinny być poduszki, by łańcuch cisnął na poduszkę i ta na ciosy muru (fig. 294 *c*). By zmniejszyć wymiary poduszek, można zakończać łańcuchy kotwiczne kilku odnogami. Od jednego przechodzić od dwóch do czterech. Może to ułatwić przeniesienie ciśnienia na mur.

V. Przekroje prętów.

Przy nadawaniu przekrojów prętom należy mieć na uwadze następujące zasady: pręty powinny być naogół o przekrojach sztywnych, prętów gibkich z blach płaskich obecnie się nie stosuje. Przekroje powinny być proste i dostępne do nitowania, dawać możność dogodnej stopniowej zmiany przekroju w miarę zmiany sił w pręcie, oraz łatwego przymocowania jednego pręta do drugiego. Winno się unikać przekrojów z wąskiemi głębokiemi szparami, niedogodnemi do malowania. W prętach ściskanych promień bezwładności winien być możliwie duży i jednakowy w różnych kierunkach, wysmukłość pręta ściskanego nie powinna przekraczać 150. Najmniejszy wymiar przekroju pręta nie powinien być mniejszy, niż $^1/_{50}$ i w ostateczności $^1/_{60}$ jego długości. Pręty zatem długie z niewielkiemi siłami mają zwykle nadmiar przekroju. Wymaganie pewnego minimalnego wymiaru przekroju w zależności od długości pręta dyktuje się koniecznością osiągania pewnej sztywności i unikania silnych drgań prętów w mostach. Używanie zbyt szerokich prętów w płaszczyźnie dźwigarów jest niewskazane ze względu na powstające duże dodatkowe naprężenia wskutek sztywności węzłów. Wysokość pasów h w zależności od długości a przedziałów można przyjmować od $h = \frac{1}{10} a$ do $\frac{1}{15} a$, zaś szerokość prętów kraty (w płaszczyźnie dźwigara) od $^1/_{15}$ do $^1/_{25}$ ich długości. Przekroje prętów kraty dźwigarów powinny być tak zestawiane, aby oś obojętna pręta leżała na osi teoretycznej pręta, na osi siły, i aby środek ciężkości nitów, któremi pręt przynitowuje się do pasa, również leżał możliwie na osi teoretycznej pręta. Pręty o przekroju symetrycznym względem osi, prostopadłej do płaszczyzny dźwigara i leżącej w płaszczyźnie dźwigara, zadość czynią wyżej wymienionym warunkom.

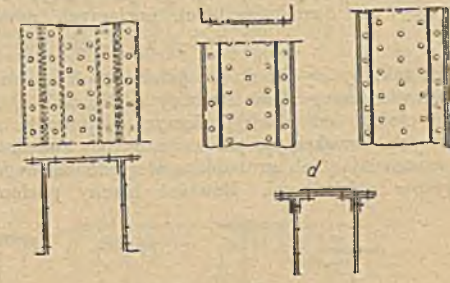


Fig. 295 *a, b, c, d.*

Przy obliczeniu naprężeń polo przekroju prętów należy brać netto, tj. po odciągnięciu z przekroju otworów na nity, przytem należy każdy element danego przekroju przyjmować z największem osłabieniem, chociażby te osłabienia znajdowały się nie w jednym przekroju, a w różnych, lecz oddalonych jeden od drugiego nie więcej, niż na skok nita (fig. 295 *a, b, c, d*). Przy obliczaniu momentów statycznych dla określenia położenia środków ciężkości, również momentów bezwładności dla określenia wysmukłości pręta i spółczynników na wyboczenie prętów ściskanych, przyjmuje się przekroje brutto, tj. bez odciągania dziur na nity.

Pasy. Przekroje pasów stosuje się obecnie: *a*) jednościankowe — teowe ⊤, *b*) dwuściankowe — skrzynkowe ⊓, ⊥⊥, *c*) w kształcie litery H lub rurowe

otwarte z dołu i góry ⊐ ⊏, i wreszcie *d*) wielościankowe ⊐ | ⊏; ostatnie w mostach wielkich rozpiętości.

Najczęściej stosowane są przekroje pasów teowe i skrzynkowe. Pierwsze stosują do rozpiętości 60 *m*, przy większej rozpiętości stosują skrzynkowe, które można również stosować i do mniejszych rozpiętości od 25 *m*. Pierwsze są więcej zwarte, nie wymagają dodatkowej kraty do usztywnienia, gdyż są jednogałęziowe i podlegają jednakowemu nagrzewaniu od działania słońca, zato są mniej sztywne względem osi pionowej i pozwalają na stosowanie kraty niezbyt sztywnej w kierunku prostopadłym do płaszczyzny dźwigara. Przekroje skrzynkowe są sztywniejsze, dają możność stosowania kraty odpowiednio sztywnej tak w płaszczyźnie dźwigara, jak i prostopadłej do tej płaszczyzny, wymagają przepon usztywniających, oraz kraty do połączenia blach pionowych, co podnosi nieco spółczynnik ustrojowy konstrukcji. Pod działaniem słońca blachy pionowe mogą się niejednakowo rozszerzać, co powoduje dodatkowe naprężenie; zewnętrzna powierzchnia ich, przypadająca na jednostkę przekroju, jest większa, niż w przekrojach teowych. Jednak możność stosowania sztywniejszych przekrojów prętów kraty i łatwiejszy i lepszy sposób połączenia prętów kraty z pasami jest przyczyną, że naogół przekroje skrzynkowe są częściej używane, niż przekroje teowe. Najmniejszy przekrój teowy, pokazany na fig. 296 *a*, składa się z blachy pionowej i kątowników. Kątowniki stosuje się od $80 \times 80 \times 9$, lepiej od $90 \times 90 \times 9$ wzwyż, a blachy pionowe od 9 *mm* grubości i więcej, wysokość blachy pionowej od $3\,b + (5—10)$ *mm*, gdzie *b* szerokość boku kątownika, do 600 *mm*. Zwiększenie przekroju można uskutecznić zapomocą blach poziomych i dodatkowych pionowych (fig. 296 *b*, *c*). W pasie ściskanym wolna wysokość blachy pionowej poza kątownikami nie powinna przekraczać 15 δ, jeżeli δ jest grubością blachy (fig. 296 *d*); w każdym razie lepiej usztywniać ją kątownikami (fig. 296 *e*, *f*), które można włączyć do obliczenia momentów bezwładności, lecz nie do przekroju użytecznego pasa, gdyż zwykle koło węzłów trzeba je przerywać. Szerokość blach poziomych powinna się równać (fig. 296 *g*):

Fig. 296 *a*, *b*, *c*, *d*, *e*, *f*, *g*.

$$b_1 \geq \delta + 2\,b + \min\,(25—30)\ mm,$$

lecz tak, by $e < 3{,}5\,d$, lub jeżeli $e > 3{,}5\,d$, to $e_1 \geq 65\ mm$, by można było postawić szereg nitów średnicy *d* (fig. 297 *a*). Blachy pionowe powinny być nie cieńsze od blach poziomych, kątowniki zaś nie cieńsze od blach pionowych. Zwiększając przekroje, można również zwiększać boki kątowników, pozostawiając ich grubość ze względu na dogodność sztukowania i krycia styków nakładkami. Również blachy poziome można stosować o różnej

Fig. 297 *a*.

Fig. 297 *b*.

Fig. 298.

Fig. 299.

Fig. 300.

szerokości, lecz o jednakowej grubości (fig. 296 *c*, 296 *f*). Dodatkowe blachy pionowe (fig. 297 *b*) należy stosować o takiej grubości, jak kątowniki pasowe ze względu na dogodność połączeń z pasami poprzecznie i wiatrownic. Szerokość tych blach lepiej brać od 5 do 10 *mm* mniejszą, niż wolna wysokość h_1 blachy pionowej (fig. 297). Dodając kątowniki zewnętrzne od dołu do blach poziomych, zwiększamy moment bezwładności względem osi

pionowej, co ma znaczenie w pasach ściskanych (fig. 298). Pod tę kątowniki należy dawać podkładki (fig. 299), które w węzłach przechodzą w blachy fasonowe do połączenia z pasami tężników podłużnych (fig. 300), o ile tężniki te winny mieć miejsce. Podkładki te można wliczać do użytecznego przekroju pasa, gdyż zawsze jest możność przekrycia ich styku z blachami węzłowemi.

Przekroje dwuściankowe pasów rozciąganych pokazane są na fig. 301, zaś pasów ściskanych na fig. 302. Kątowniki stosuje się od $90 \times 90 \times 9$

Fig. 301.

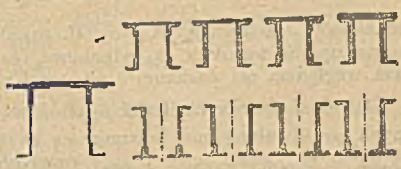


Fig. 302.

wzwyż do największych w zależności od rozpiętości, a zatem od siły panującej w pasach; grubość kątowników nie mniejsza od grubości blach pionowych. Grubość kątowników na długości pasa zwykle się nie zmienia ze względu na dogodność stykowania, szerokość boków może się zwiększać. Nie wykluczona jest i zmiana grubości, lecz wtedy conajmniej około 3 *mm*, by tej grubości podkładkami wyrównać grubość boków kątowników na styku do przekrycia nakładką. Blachy pionowe grubości od 9 *mm* i więcej do 15—19 *mm*. Wysokość blach od 300—900 *mm* i więcej przy dużych rozpiętościach. Wysokość h można przyjąć według Schapera $h = \left[L - \frac{L^2}{400}\right] cm$, jeżeli L jest rozpiętością w metrach. Odległość b pomiędzy blachami pionowemi nie mniej, niż 200 *mm*, choć lepiej 250 *mm*, ze względu na dogodność nitowania i do 800 *mm*, lub według Schapera:

a) dla małych i średnich rozpiętości $b = (h - 0{,}1\,L)\,cm$,

b) dla dużych rozpiętości $b = (h - 0{,}2\,L)\,cm$ (h w *cm*, L w metrach).

Ilość blach pionowych w zależności od siły w pasie może dochodzić do 4—5 w każdej ściance i zależy od ogólnej grubości nitowania. Ogólna grubość nie powinna przekraczać 4,5 d, a lepiej 4 d, gdzie d średnica nita. Blachy poziome używa się takiej szerokości, by pokrywały kątowniki pasów i się nieco zwieszały. Przeto $b_2 = b + 2\,b_1 + 2\,\delta + (25-30)\,mm$; inne warunki przestrzega się te same, co w przekrojach jednościankowych.

Gdyby blachy poziome wypadały zbyt szerokie, można je dawać z dwóch, węższej i szerszej, składanych naprzemian (fig. 303).

Fig. 303.

Fig. 304.

Ponieważ wzrastanie sił w pasach powstaje wskutek składowych rzutu prętów kraty na pasy, przeto należy większość przekroju pasów ze-środkowywać w blachach pionowych i kątownikach pasowych, nie zaś w blachach poziomych, by tym sposobem blachy pionowe nie otrzymywały zbyt znacznych dodatkowych naprężeń w pobliżu węzłów. Blachy dodatkowe pionowe i poziome między kątownikami lepiej dawać o tej samej

grubości, co grubość kątowników, gdyż to ułatwia połączenie poprzecznic i rozpórek z pasami. Kątowniki, usztywniające blachy pionowe, można włączać do przekroju, jeżeli takowe się nie przerywają w węzłach, lub jeżeli choć przerwane są, lecz zamienione przez inne elementy; kątowniki te powinny być włączane do momentu bezwładności. Stosunek wysokości blach h do ich rozstawu powinien być taki, by wysmukłość pręta pasa $\frac{a}{\rho}$ w płaszczyznach pionowej i $\frac{a_1}{\rho_1}$ w płaszczyźnie osi pasów była mniej więcej jednakową. Jeżeli przeto $a = a_1$, tj. przedział dźwigara w jego płaszczyźnie i płaszczyźnie tężników są jednakowe, to momenty bezwładności przekroju pasa względem osi poziomej i pionowej winny być możliwie równe.

Odległość środka ciężkości δ_x od krawędzi kątowników (fig. 304), w różnych przedziałach nie powinna się zbytnio różnić, szczególniej w pasach prostych; różnica $\delta'_x - \delta_x$ tutaj nie powinna przekraczać 3% wysokości blachy pionowej. W pasach załamanych różnica ta może być i większa, gdyż tutaj zawsze jest możność odpowiednio osie obojętne przekrojów pasów, schodzących się w węźle, skierować do węzła. Przy różnicy w odległości środków ciężkości od kątowników w pasach prostych najlepiej brać średnią odległość i takową przyjąć za oś pasa prostego.

Fig. 305 *a, b, c, d, e.*

Pas dolny poziomy powinien mieć specjalne otwory do stoku wody lub też pas ten może mieć na całej swej długości szparę o szerokości 40 i więcej *mm*. W węzłach jednak obie gałęzie pasa powinny być dobrze ze sobą połączone blachami poziomemi.

Do pasów skrzynkowych należą pasy o przekrojach według fig. 305 *a*. Oś obojętna w tych przekrojach leży koło środka wysokości. Przekroje te są zakryte, lecz niezbyt dogodne do połączeń z prętami kraty, wymagają znacznie większych blach węzłowych, niż przekroje uprzednie.

Przekroje w kształcie litery H (fig. 305 *b, c*), stosowane są obecnie rzadziej niż przekroje skrzynkowe do pasów górnych, gdyż, mając tą zaletę, że położenie środka ciężkości ich przekroju się nie zmienia, sprawiają pewne trudności do połączeń kraty, belek poprzecznych, wnitowywanych między pasami, wiatrownic i przekrycia styków. Nadają się do pasów środkowych i są więcej sztywne niż pasy o przekroju rurowym otwartym z dołu i z góry (fig. 305 *d*). Przekroje ostatnie mogą być wytworzone z dwóch korytek; wzmocnienie przekroju można wykonać donitowaniem blach pionowych do ścianki korytka (fig. 305 *c*). Co się tyczy wzmocnienia boków korytek zapomocą płaskowników, to takowe mogłoby mieć miejsce tylko przy bokach o szerokości conajmniej 120 *mm*, gdyż to jest najmniejsza szerokość, na której można postawić dwa szeregi nitów w szachownicy. Blach, wziętych na jeden szereg nitów, nie należy stosować w konstrukcjach mostowych.

Przekroje wielościankowe stosują się tylko w mostach bardzo dużych rozpiętości, gdy przekroje przekraczają kilka tysięcy cm^2: most w Queensboro

— 7224 cm^2, w Quebeck — 5038 cm^2, most przez Missisippi w St. Louis — 4300 cm^2. W moście Fortskim pasy są o przekroju rurowym okrągłym o średnicy 3 m.

Wszystkie przekroje dwu- i wielościenne wymagają usztywnienia, wykonanego pod postacią przepon, szczególniej jeżeli należą do prętów ściskanych, by przekroje prostokątne się nie zniekształciły na inne. Przepony takie w prętach ściskanych daję się w każdym węźle obowiązkowo i co 2,5—3 m, w prętach rozciąganych w każdym węźle, zaś między węzłami, jeżeli odległość od węzła do węzła przekracza 5—6 m. Przepony stawia się albo prostopadle do osi pasa (fig. 306), albo też prostopadle do blach pionowych i pochylone do osi (fig. 307), w celu uniknięcia osłabienia blach pionowych dodatkowemi nitami dla przepon.

Fig. 306.

Fig. 307.

Pręty kraty dźwigarów. Przekroje prętów kraty zależą od przekroju pasów. Przy pasach jednościankowych przekroje mogą być według fig. 308 a, b, c, d, e. Przekrój 308 d nadaje się dobrze do prętów rozciąganych, zadość czyni warunkom zbiegu osi obojętnej i środka ciężkości nitów z osią pręta. Z powodu małego momentu bezwładności względem osi x_0 słabo się nadaje do prętów ściskanych. Przekrój krzyżowy (fig. 308 f) dobrze się nadaje do prętów ściskanych, jako najsztywniejszy z przekrojów, złożonych z dwóch kątowników, oś obojętna i oś nitów leżą na osi prętów; do prętów rozciąganych mniej zdatny, gdyż do połączenia kątowników wymaga więcej materjału. Przekrój teowy (fig. 308 g) zajmuje ostatnie miejsce

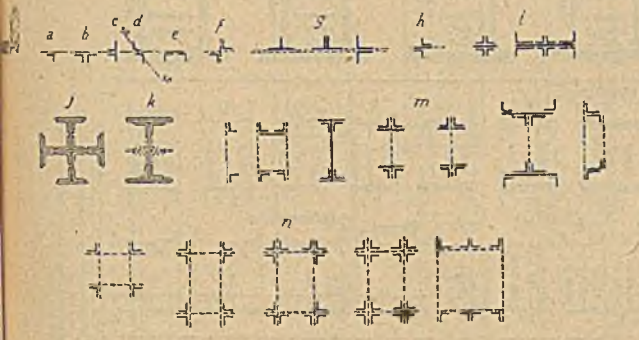


Fig. 308.

Fig. 309.

jako pręt rozciągany, z powodu, że oś nitów nie leży ani na osi obojętnej, ani na osi pręta. Do prętów ściskanych stosowany ze względu na dość duży moment bezwładności. Jako zwiększenie przekroju można do przekroju krzyżowego dodać blachę (fig. 308 h lub fig. 308 i), jednak przynitowanie blach do pasów w ostatnim wypadku jest dość trudne i może być dokonane przez zwiększenie liczby nitów w kątownikach. Przekrój według fig. 308 j może być stosowany, gdy chodzi o sztywność w kierunku prostopadłym do płaszczyzny dźwigara, np. w mostach otwartych, by utrzymać pas górny w jego płaszczyźnie. Wtedy można stosować i przekrój dwuteowy wzmocniony (fig. 308 k).

Przy pasach dwuściankowych przekroje krzyżulców i słupków mogą być według fig. 308 m i fig. 308 n. W przekrojach złożonych z kątowników, które mogą być przynitowane do pasów tylko jednym bokiem, należy stosować kątowniki nierównoboczne, przytem bok szerszy winien być równoległy do

płaszczyzny dźwigara. Łącząc kątownik z pasem jednym tylko bokiem w pobliżu węzła, otrzymujemy zwiększone naprężenia w kątowniku. Przeto im większy jest stosunek boku, który jest przynitowany do nieprzynitowanego, tem mniejsze jest to dodatkowe naprężenie. Kątowniki zewnętrzne (fig. 309),

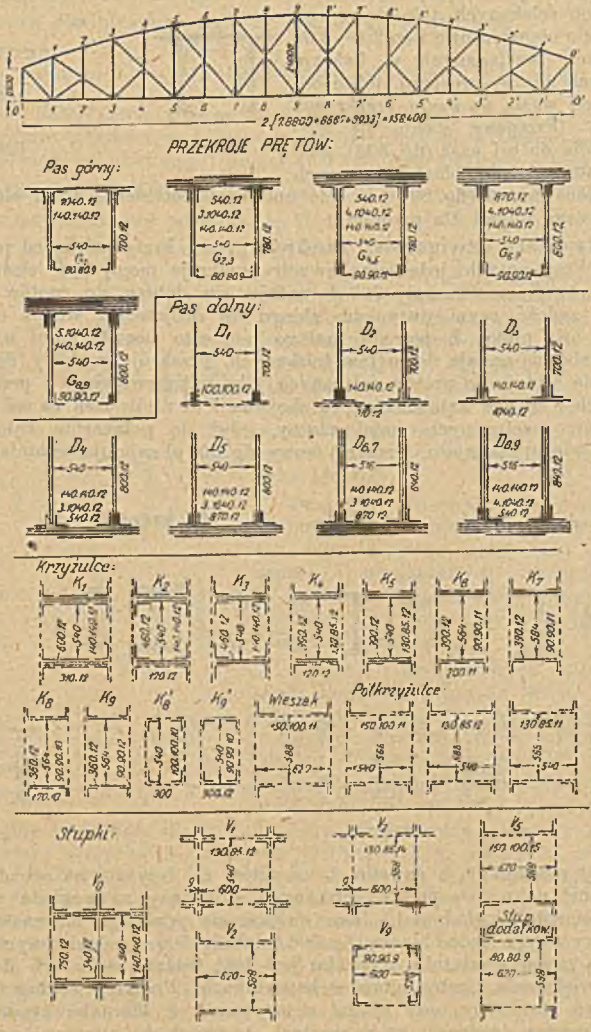


Fig. 310.

które można przynitować obydwoma bokami, można stosować o bokach dużych i jednakowych, mając na uwadze, że kątownik taki może być przynitowany do pasa czterema szeregami nitów po cztery nity w szeregu. Co się tyczy momentów bezwładności przekroju prętów kraty, to mogą one być niejednakowe względem osi symetrji, leżącej w płaszczyźnie dźwigara i prosto-

padłej do płaszczyzny dźwigara. Ten moment powinien być większy, gdzie teoretyczna długość wybaczalna jest większa; przeważnie długość ta jest większa w kierunku poprzecznym mostu.

Grubość blach należy brać taką samą, jak blach pionowych pasów, jeżeli stosuje się przynitowywanie kraty zapomocą wstawek fasonowych. Jeżeli stosuje się nakładki fasonowe, to grubość powinna być taka jak nakładki, które zwykle są grubości kątowników pasowych. Jeżeli blachę przynitowuje

Fig. 311.

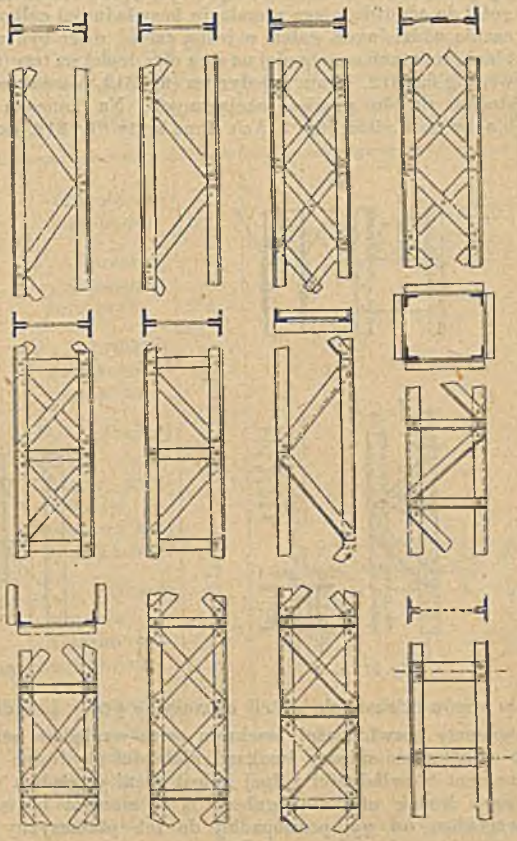


Fig. 312.

się przez proste nałożenie na drugą blachę (w nakładkę), wtedy grubość może być dowolna, byleby tylko można ją było przynitować odpowiednią ilością nitów (nie więcej niż cztery lub pięć nitów w jednym szeregu w kierunku działania siły).

By przekrój prostokątny pręta zachował swój kształt, należy co pewną odległość dawać przepony: w prętach ściskanych mniej więcej co 3 *m*, w prętach zaś rozciąganych nieco rzadziej. Grubość blachy dla przepon od 7 *mm* wzwyż w zależności od przekroju. W mostach o niezbyt dużych rozpiętościach do 100—120 *m* można stosować grubość 8—9 *mm*. Na fig. 310 pokazany jest schemat dźwigara o rozpiętości 158,4 *m* i przekroje prętów.

Krata prętów. Ponieważ przekroje kraty składają się z oddzielnych gałęzi, przeto gałęzie te muszą być odpowiednio połączone, by tworzyły jedną całość. Szczególniej krata taka ma znaczenie dla prętów ściskanych. Musi być ona takich wymiarów, aby pręt taki mógł pracować jako pręt jednolity, by można było przyjmować moment bezwładności całego przekroju względem jego osi symetrji, a nie oddzielnych części. Wolna długość oddzielnej gałęzi winna być taka, by stosunek tej długości do najmniejszego jej promienia bezwładności był większy, niż stosunek całej wybaczalnej długości do odpowiedniego promienia bezwładności całkowitego przekroju. Połączenie oddzielnych gałęzi w jedną całość może być uskutecznione zapomocą blach, wziętych conajmniej na dwa nity, lepiej na trzy (fig. 311). Krata może być według fig. 312. Krata pojedyncza (fig. 312, pierwszych ośm) z płaskowników stosuje się do prętów rozciąganych. Na końcach prętów należy dawać blachy na 6 nitów (fig. 313 *a*). Inne kraty (fig. 312, cztery ostatnie) nadają się

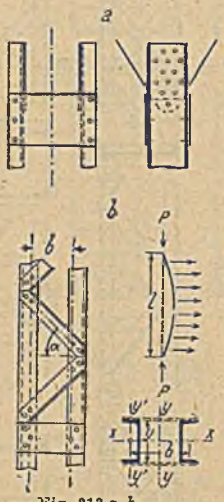


Fig. 313 *a*, *b*.

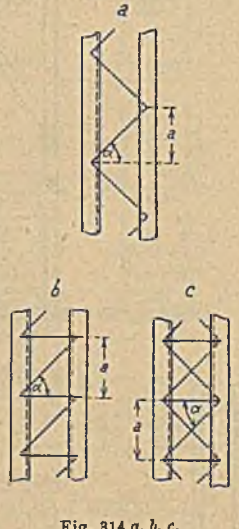


Fig. 314 *a*, *b*, *c*.

do prętów ściskanych. Jeżeli oznaczymy przez: l — długość pręta, I_x i I_y — momenty bezwładności przekroju pręta względem osi xx i yy (fig. 313 *b*), b — odległość między środkami ciężkości obydwóch gałęzi przekroju, I_1 — moment bezwładności jednej gałęzi pręta względem osi $y'y'$, przechodzącej przez środek ciężkości gałęzi, I_2 — moment bezwładności dwóch blach względem osi yy, prostopadłej do ich płaszczyzny i przechodzącej przez środek ciężkości $I_2 = 2\frac{\delta c^3}{12}$, δ — grubość blachy, c — szerokość wzdłuż pręta, przez α — kąty pochylenia krzyżulców kraty, jak to pokazane na fig. 314 *a*, *b*, *c*, przez F — przekrój kraty, to mamy dla połączeń blachami wzory (według Timoszenki):

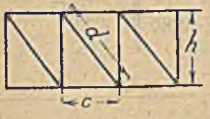
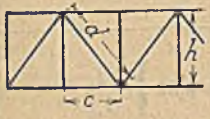
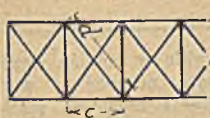
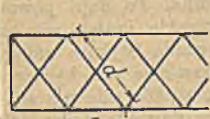
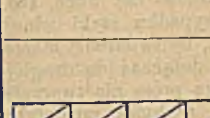
$$\lambda = -\frac{I_1}{I_2}b + \sqrt{\left(\frac{I_1}{I_2}b\right)^2 + 2{,}44\,l^2\frac{I_1}{I_y}\left(\frac{I_y}{I_x}-1\right)} \quad \text{powinno być } I_y > I_x;$$

$$F = \frac{1 + 2\cos^3\alpha\, I_y\pi^2}{2\sin\alpha\cos\alpha\, l^2\left(\frac{I_y}{I_x}-1\right)} \quad \text{dla kraty fig. 175 } I_y > I_x,$$

$$F' = \frac{1 + 2\cos^3\alpha}{4\sin\alpha\cos^2\alpha} \cdot \frac{I_y \pi^2}{l^2\left(\frac{I_y}{I_x} - 1\right)} \quad \ldots\ldots \text{dla kraty fig. 176 } I_y > I_x,$$

$$F' = \frac{1}{2\sin\alpha\cos^2\alpha} \cdot \frac{I_y \pi^2}{l^2\left(\frac{I_y}{I_x} - 1\right)} \quad \ldots\ldots \text{dla kraty fig. 177 } I_y > I_x.$$

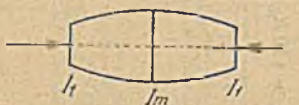
Tablica 8.

Rodzaj kraty w pręcie	Znakowanie		Siła wyboczeniowa $P_\omega = [F_1 + F_2] \cdot k_\omega$
	l - długość wyboczeniowa. F_1 - przekrój mniejszego pasa pręta. F_2 - przekrój większego pasa pręta. F_d - przekrój kraty (przy kracie dwuściennej: przekrój kraty obu ścian). F_v - przekrój słupków w kratach prostokątnych. i_y - promień bezwładności względem osi prostopadłej do płaszczyzny kraty. k_ω^0 - naprężenie wyboczeniowe według wzoru Eulera - Tetmajera przy wysmukłości pręta. l/i_y w t/cm^2.	$\left(\frac{i_y}{l \cdot \gamma}\right)^2 t/cm^2$. dla $l/i_y > 110$ $k_\omega = 2122$ dla $l/i_y < 110$ $k_\omega = 3{,}387 - 0{,}01483 \frac{\gamma \cdot l}{i_y}$;	$\gamma = \sqrt{1 + k_\omega^0 \frac{F_1 + F_2}{E \cdot c \cdot h^2}\left[\frac{d^3}{F_d} + \frac{h^3}{F_v}\right]}$
			$\gamma = \sqrt{1 + k_\omega^0 \frac{F_1 + F_2}{E \cdot c \cdot h^2} \cdot \frac{d^3}{F_d}}$
			
			
			$\gamma = \sqrt{1 + 2k_\omega^0 \frac{F_1 + F_2}{E \cdot c \cdot h^2} \cdot \frac{d^3}{F_d}}$

Ponieważ pręt kraty może być rozciągany i ściskany, przeto powinno się przekrój otrzymany zwiększyć ze względu na możliwość wyboczenia. Zatem przyjęty przekrój F_1 winien być $\geqq \frac{F}{\varphi}$, jeżeli φ jest spółczynnikiem wyboczeniowym.

Pręty kratowe ściskane można obliczać według wzorów Bleicha (tablica 8, str. 915).

Dla prętów o przekroju zmiennym można przy obliczeniu tych prętów na ściskanie korzystać ze wzorów Bleicha. Obliczeniowy moment bezwładności $I_0 = \mu . I_m$. Spółczynnik μ i moment bezwładności I_m w przekrojach pręta są widoczne z tabeli:

Kształt pręta	$I_0 = \mu . I_m$
	$= 0{,}20 + 0{,}80 \sqrt[3]{\left(\frac{I_1}{I_m}\right)^2}$
	$= 0{,}34 + 0{,}66 \sqrt{\frac{I_1}{I_m}}$
	$= 0{,}61 + 0{,}39 \sqrt{\frac{I_1}{I_m}}$

Styki pasów. Styki elementów pasa daje się zwykle w pobliżu węzła i grupuje tak, by można było oddzielne części pasa nitować w warsztatach, na miejsce budowy mostu dostarczać w stanie możliwie znitowanym, na miejscu dokonywać jak najmniej nitowania. To daje pewną ekonomję, gdyż nitowanie w warsztatach kosztuje zwykle mniej, niż na miejscu robót i przyspiesza budowę. Zresztą grupowanie styków zależy również i od sposobu zestawienia mostu. Jeżeli zestawienie ma być wykonane na zwykłych rusztowaniach, wtedy położenie styków nie ma znaczenia. Przy montowaniu jednak bez rusztowań, gdy dźwigar zwisa jak wspornik, odpowiednie rozłożenie styków elementów prętów ma duże znaczenie. W tym wypadku styki winny być grupowane tak, by najłatwiej można było jedną część dołączać do drugiej, by elementy danego pręta nie tworzyły szczelin głębokich, w które musiałyby wchodzić odpowiednie elementy dołączonego pręta, gdyż zasuwanie jest zwykle trudne i wymaga dużo czasu. Styki blach pionowych przeważnie są około węzła, szczególniej, jeżeli połączenie kraty dźwigara z pasami wykonywa się zapomocą fasonowych wstawek. Styki tych blach kryjemy zwykle dwiema nakładkami. Jeżeli przytem ścianka pionowa składa się z kilku blach, styk robi się stopniowy (fig. 315). Kątowniki pasowe mają styki albo wszystkie w jednym przekroju, albo lepiej

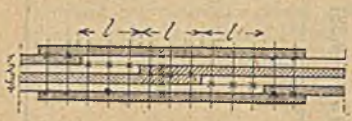


Fig. 315.

w różnych, tj. kątowniki wewnętrzne w jednym, zewnętrzne w drugim przekroju. Odległość między stykami winna wynosić pół długości nakładki lub więcej. Również odległość między stykami blach pionowych i kątowników przyjmuje się równą conajmniej połowie długości nakładki.

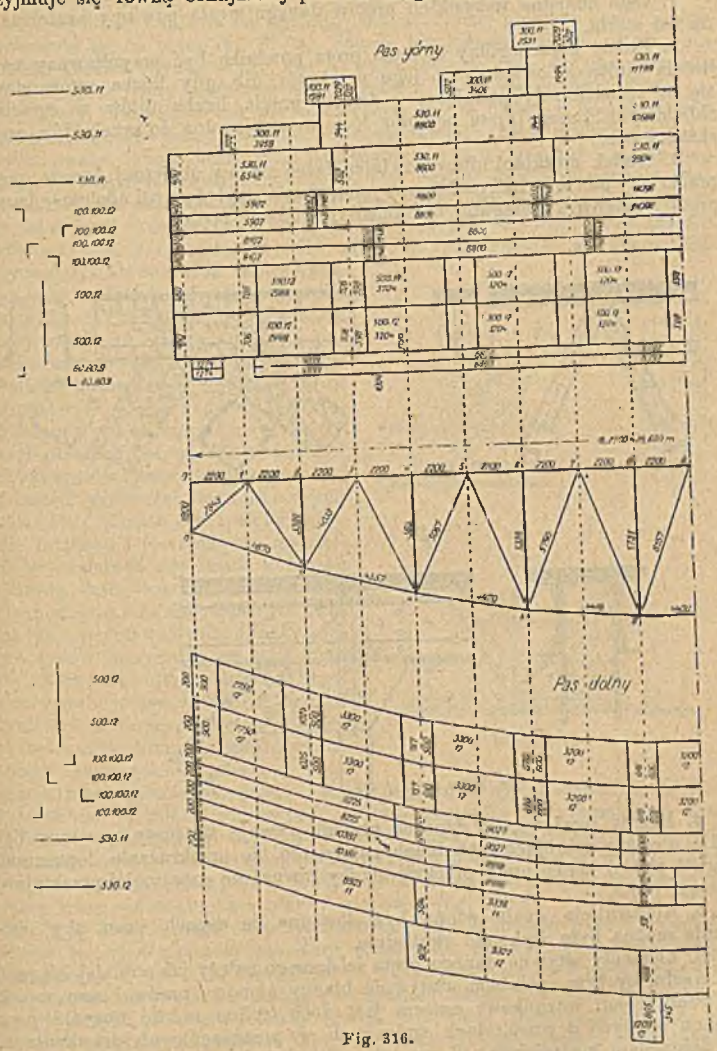


Fig. 316.

Blachy poziome mają styki stopniowe i zwykle kryje się je jedną nakładką zewnętrzną. Styki tych blach mogą nie być uzależnione od styków blach pionowych i kątowników pasów, choć dąży się do tego, by dwa bezpośrednio przylegające do siebie elementy nie miały styku w jednym przekroju. Na wykresie materjału pasów (fig. 316) widać, jak są rozłożone styki różnych elementów.

VI. Projektowanie węzłów.

Przy prawidłowem projektowaniu węzłów należy kierować się następującemi zasadami:

1. Osie obojętne wszystkich prętów danego węzła powinny przecinać się na osi węzła.

2. Każdy poszczególny element pręta powinien być przynitowany swoją ilością nitów odpowiednio do jego przekroju, lub, gdy liczba nitów stawia się na zasadzie siły panującej w danym pręcie, liczba nitów w częściach składowych danego pręta powinna być proprocjonalna do przekrojów części składowych.

3. Środek ciężkości nitów powinien leżeć na osi obojętnej danego pręta, przeto nity powinny być rozłożone symetrycznie względem osi obojętnej danego pręta i możliwie szeregami prostopadłymi do osi pręta.

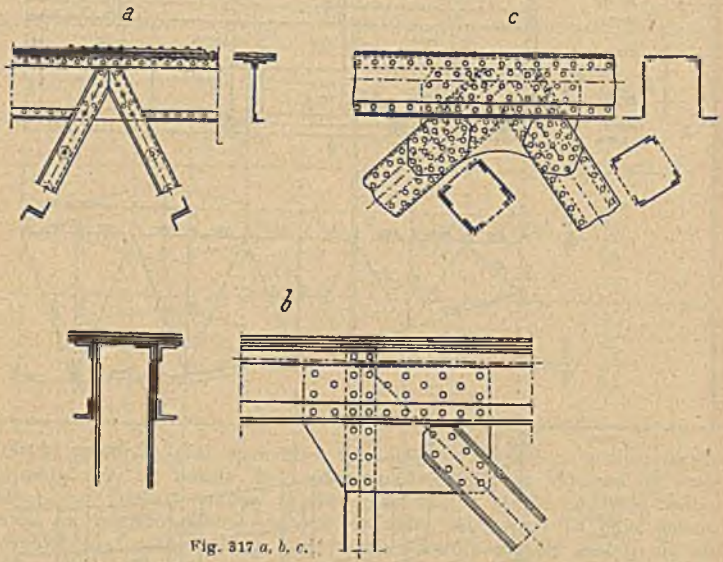


Fig. 317 *a, b, c.*

4. Blachy węzłowe, do których przynitowywuje się pręty, powinny być takie, aby w przekrojach tych blach naprężenie nie przekraczało dopuszczalnego i aby w końcu pręta przekrój blachy równał się conajmniej przekrojowi danego pręta.

5. Konstrukcja węzła winna być dostępna ze wszech stron, aby nitowanie można było wykonać swobodnie.

6. Elementy sztywne danego pręta ściskanego należy jak najdalej ciągnąć do węzła, by tym sposobem usztywnić blachy pionowe pasów i sam węzeł.

Pierwszemu warunkowi czasem jest dość trudno zadość uczynić przy pasach prostych o przekrojach zmiennych w poszczególnych przedziałach, co najczęściej ma miejsce. W tym wypadku dążyć należy, aby odległość pomiędzy środkami ciężkości pasów dwóch sąsiednich przedziałów była jak najmniejsza i nie przekraczała np. 3% wysokości blachy pionowej pasa. Za oś pasa prostego przyjmuje się zwykle średnią arytmetyczną odległości środków ciężkości przekrojów pasa od krawędzi kątowej kątowników pasowych. W pasach łamanych różnica między odległościami środków ciężkości od krawędzi kątowników nie ma wielkiego znaczenia, choć i tutaj należy unikać zbytnich

różnic. W pasach łamanych osie obojętne tych pasów kieruje się wzdłuż osi prętów.

Przymocowanie prętów kraty do pasów może być wykonane w następujący sposób:

1. Pręty kraty nakłada się bezpośrednio na blachy pionowe pasów i przynitowywuje się do blach (fig. 317 *a*). Sposób ten jednak stosować można stosunkowo rzadko i tylko wtedy, gdy do przynitowania pręta do pasa potrzeba niewielu nitów i gdy wysokość blachy pionowej jest stosunkowo duża.

2. Pręty kraty dźwigara przynitowywuje się do pasa za pośrednictwem nakładek kształtowych. Nakładki te mają zwykle taką grubość, jak kątowniki pasów. Pręty kraty albo nakładamy na te nakładki i do nich bezpośrednio nitujemy nitami jednociętemi, o ile liczba nitów niezbędna do przynitowania pręta daje się rozmieścić, licząc cztery nity w szeregu w kierunku siły działającej i w ostateczności pięć pracujących (fig. 317 *b*), lub też elementy sztywne, kątowniki, ceowniki nakładamy na nakładki, zaś blachy dajemy w dotyk do nakładek fasonowych i łączymy z takowemi zapomocą nakładek (fig. 317 *c*). W ostatnim wypadku blachy kraty winny mieć grubość nakładek fasonowych, zatem grubość kątowników pasowych. Połączenie kraty dźwigarów z pasami zapomocą nakładek fasonowych stosuje się zwykle przy pasach prostych i niewielkich przedziałach dźwigarów i przy stałej lub rzadkiej zmienności wysokości blach pionowych pasów. Przy pasach o krzywej ciągłej, a nie łamanej, i również przy niewielkich przedziałach stosowanie połączeń zapomocą fasonowych nakładek jest racjonalniejsze, niż zapomocą tak zwanych fasonowych wstawek. Blachy pionowe pasów otrzymuje się mniej pocięte na kawałki. Stosowanie nakładek fasonowych wymaga odpowiedniego ich przynitowania do blach pionowych pasów, o ile nity, któremi przynitowane są pręty kraty, rozmieszczone są poza obrębem blach pionowych pasów. Nakładka winna być dostatecznie mocno przynitowana do blach pionowych, by nie nastąpiło jej przesunięcie pod działaniem wypadkowej siły prętów kraty. Praktycznie można przyjąć, że liczba nitów, przytwierdzająca nakładkę do blach pionowych pasa poza prętami kraty, powinna być conajmniej równa ilości nitów, rozłożonych w nakładce i pręcie kraty poza obrębem blachy pionowej (fig. 318 *a*).

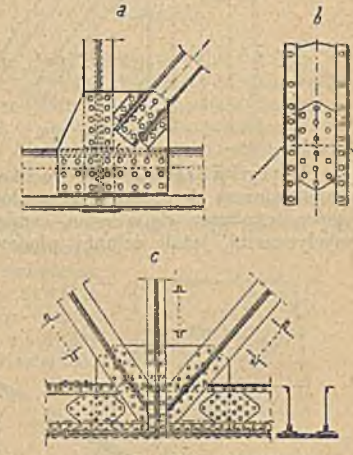


Fig. 318 *a*, *b*, *c*.

3. Pręty kraty dźwigarów przytwierdzamy do fasonowych wstawek pasów. Wstawki te leżą w płaszczyźnie blach pionowych, zamieniając takowe w węzłach. Blachy pionowe, nie dochodząc do węzła, przerywa się i na ich miejsce daje fasonowe wstawki o kształcie i wymiarach takich, aby odpowiednio i racjonalnie przynitować pręty kraty dźwigara do pasa i następnie wstawki te łączy się z blachami pionowemi zapomocą nakładek, jak zwykłe styki blach pionowych (fig. 318 *c*). Przynitowanie prętów kraty do blach węzłowych jest takie same, jak i do nakładek fasonowych, tj. albo nakłada się pręt na blachę węzłową i przynitowuje się nitami jednociętemi (fig. 318 *c*), lub też blacha pręta dochodzi w dotyk do blachy węzłowej i może być połączona nakładkami (fig. 318 *b*).

W zależności od przekroju pręta kraty i ilości blach pionowych ilość wstawek fasonowych w danym węźle może być różna. Może być taka,

jaka jest ilość blach pionowych pasa, lub może być mniejsza lub nawet większa. W ostatnim wypadku oczywiście otrzymuje się już dodatkowe blachy węzłowe w postaci nakładek. W dźwigarach o pasach łamanych zwykle blachy pionowe pasa łamanego w węzłach zamienia się wstawkami fasonowemi, a to ze względu na dogodność konstrukcji. Elementy sztywne pręta kraty zwykle nachodzą na blachy węzłowe, blachy zaś tych prętów zwykle daje się w dotyk do blach węzłowych i łączy z nimi albo zapomocą specjalnych nakładek, albo też jedna z blach węzłowych służy jako nakładka do przekrycia styka (fig. 319).

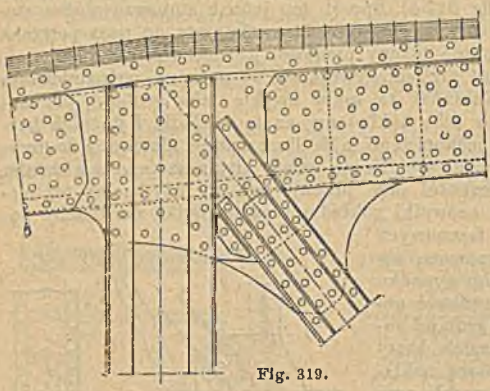


Fig. 319.

Wszystkie trzy sposoby połączeń kraty z pasami oczywiście mogą być stosowane jednocześnie w różnych węzłach danego dźwigara.

Węzły zbiczne na podporze. Ustrój węzłów tych właściwie prawie niczem się nie różni od węzłów pośrednich dźwigara. Blachy pionowe pasów, schodzące się w węźle, zamienia się zwykle wstawkami fasonowemi pojedynczemi, jeżeli ścianki pionowe składają się z blach pojedynczych

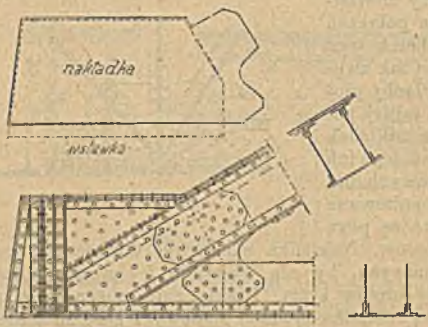


Fig. 320.

Fig. 321 *a*, *b*.

lub podwójnemi, jeżeli ścianki są podwójne. Przy ściankach, składających się z większej ilości blach pionowych, odpowiednio mogłoby być i więcej wstawek fasonowych. Ponieważ węzeł ten jako podporowy powinien być szczególniej sztywny, przeto przy pojedynczych blachach pionowych oprócz wstawek fasonowych zwykle daje się jeszcze i nakładki fasonowe (fig. 320). Wysokość blach pionowych w węźle podporowym powinna być nie mniejsza od wysokości belki poprzecznej na podporze i równa około 0,02 rozpiętości dźwigara. Ilość blach pionowych zależy tutaj od siły poprzecznej na podporze, zatem od reakcji podpory. Naprężenie w blachach tych na ścinanie nie powinno przekraczać dopuszczalnego. Również naprężenie w nitach katowników pasowych powinno zadość czynić warunkom wytrzymałości tych nitów na ścinanie i zgniatanie (por. str. 885) i dlatego też często tutaj należy zmniejszać skok nitów albo też stosować nity czterocięte (fig. 321 *a*, *b*). Oprócz sprawdzania ścianek

na ścinanie należy węzeł podporowy sprawdzać również i na zginanie w przekroju, gdzie wysokość blach pionowych tego węzła (fig. 320) równa się sumie wysokości blach pionowych pasów zbieżnych. Blachy poziome częściowo odginają się tutaj i nachodzą na dodatkowe kątowniki (fig. 320), częściowo zaś wycięte wchodzą w środek przekroju, tworząc silną przeponę,

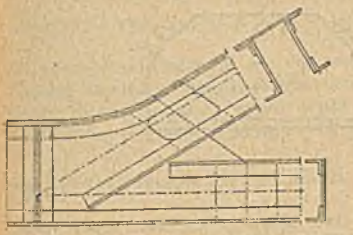


Fig. 322.

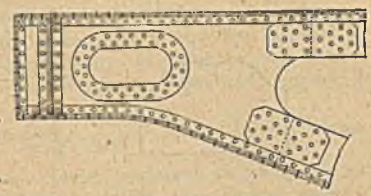


Fig. 323.

stężającą węzeł podporowy. Na osi belki poprzecznej zwykle też daje się przeponę pionową z wycięciem pośrodku, by mieć dostęp do środka węzła. Jeżeli pasy schodzą się pod kątem niewielkim, wtedy zwykle kątowniki pasa krzywego odginają się i przechodzą w poziome wraz z blachami, które do nich są przynitowane (fig. 322). Przy wydłużonych tych węzłach należy stosować okna dla możności nitowania, oraz malowania (fig. 323).

Węzły wewnętrzne (fig. 324—326) dźwigarów konstruuje się tak samo, jak węzły zewnętrzne. Przekroje krzyżujących się prętów daje się zwykle takie, że jeden pręt albo swobodnie przechodzi przez drugi (fig. 109), albo też element zewnętrzny jednego i element wewnętrzny drugiego (zwykle blacha) leżą w jednej płaszczyźnie i wtedy blachy te zamienia się wstawkami fasonowemi, z któremi łączą się zapomocą nakładek. Również trzeba sto-

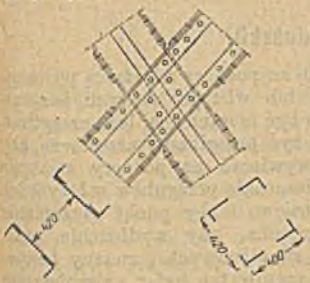


Fig. 324.

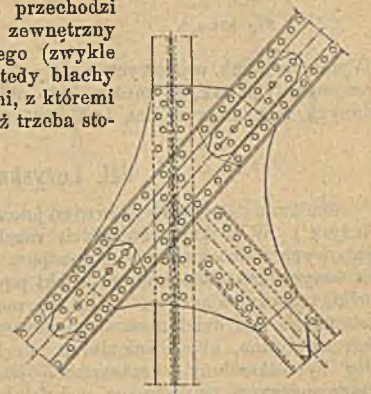


Fig. 325.

sować fasonowe wstawki i w tym wypadku, gdy pręt jeden może swobodnie przechodzić przez drugi, lecz szerokość pręta, do którego trzeba przymocować drugi pręt, jest niedostateczna (fig. 325).

Tak wstawki fasonowe jak i nakładki mogą mieć boki o linjach prostych (fig. 326 *a*), lub też o linjach prostych i krzywych (fig. 326 *b* i 326 *c*). Drugi kształt jest nieco trudniejszy w wykonaniu, lecz jest ładniejszy i przeto w mostach miejskich powinien być stosowany. Kształt blachom węzłowym należy nadawać taki, aby w walcowniach mogły być wycinane nożycami, zatem kąty zewnętrzne α powinny być nieco większe od 180° (fig. 327 *a*). Kątów mniejszych od 180°, wklęsłych należy naogół unikać i dawać je wtedy, gdy to

jest konieczne, np. w węzłach podporowych. Nie dotyczy to blach z wyciętymi krzywemi, choć i te przed wycięciem powinny zadość czynić warunkowi powyższemu, tj. by kąty zewnętrzne były nie mniejsze od 180° (fig. 327).

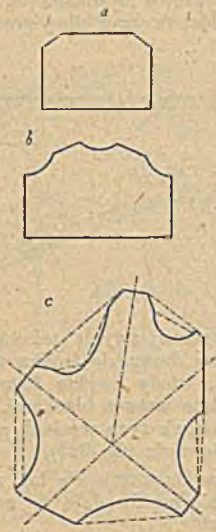


Fig. 326 *a, b, c.*

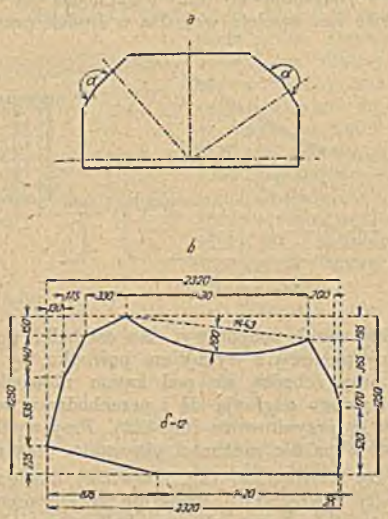


Fig. 327 *a, b.*

Wymiary blach węzłowych należy dawać nazewnątrz według spółrzędnych prostopadłych tak, by można było obliczyć pole blachy, oraz by na zasadzie danych wymiarów można było wykreślić blachę (fig. 327 *b*).

VII. Łożyska (poduszki).

Ciśnienie dźwigarów głównych przenosi się na podpory zapomocą poduszek (łożysk[1]). W belkach zwykłych rozciętych lub wieloprzęsłowych bezprzegubowych poduszka na jednej podporze może być nieruchoma, lecz przegibna, na innych zaś podporach poduszki powinny być przegibne i przesuwne, aby belki, spoczywające na nich, nie mogły wywierać na podpory ciśnienia poziomego pod działaniem sił pionowych. Stosowanie przegubów w łożyskach jest niezbędne, aby ciśnienie na nie było osiowe i aby punkt zaczepienia siły był określony. Przesuwność jest niezbędna, aby wydłużenie pasa, który spoczywa na poduszce, pod działaniem sił pionowych i zmiany temperatury mogło się odbywać swobodnie. By przesuw ten był z najmniejszym oporem, łożyska przesuwne spoczywają na wałkach i tym sposobem mamy tutaj do czynienia z tarciem potoczystem. Ponieważ jest ono odwrotnie proporcjonalne do średnicy wałka, stąd wynik, że trzeba dążyć do wałków o większej średnicy. Poduszki z tarciem posuwistem mogą być stosowane tylko, gdy ciśnienie na nie jest stosunkowo niewielkie, to jest w mostach niewielkich.

Mamy trzy rodzaje poduszek: 1. płaskie, 2. styczne, 3. przegibne. Każde z tych trzech rodzajów może być nieruchome (czyli stałe) albo przesuwne. Łożysko płaskie jest to płyta prostokątna o bokach nierównych lub kwadratowa, przytem wymiary jej winny być takie, by ciśnienie od tej płyty na cios podporowy nie przekraczało dopusz-

[1]) Por. uwagę na str. 892.

czalnego naprężenia. Zatem jeżeli największe ciśnienie od dźwigara na podporę jest A, zaś dopuszczalne naprężenie na cios podporowy k_c, to płaszczyzna poduszki $F = \frac{A}{k_c}$. Szerokość poduszki równa się szerokości pasa dolnego b więcej 80—120 mm, tj. $b + [8 - 12]\,cm$; stąd długość $l = \frac{F}{b + [8 - 12]}\,cm$.

Łożyska płaskie stosuje się do mostów małych do 5—6 m; dla tych rozpiętości dopuszczalne naprężenie na cios podporowy winno być niewielkie około 15—20 kg/cm^2, gdyż wpływ dynamiczny obciążenia ruchomego, szczególniej w mostach kolejowych jest bardzo znaczny. Grubość poduszki δ (fig. 328 a) otrzymuje się z równania $\delta = \frac{1}{2}\sqrt{\frac{3Al}{bk_g}}$, gdzie k_g — dopuszczalne naprężenie na zginanie stali lanej. Górna powierzchnia poduszki, na której leży pas dźwigara, powinna mieć nieco ściętą płaszczyznę na dłu-

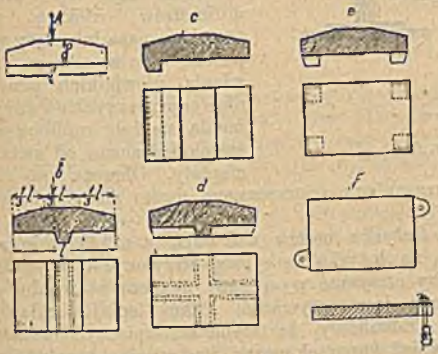


Fig. 328 a, b, c, d, e, f.

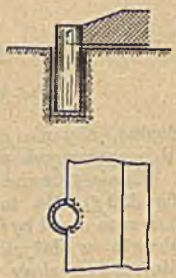


Fig. 329.

gości $^1/_8$ na kilka mm (fig. 328 b, c), by przy ugięciu się belki nacisk na poduszkę nie otrzymywał się na krawędź wewnętrzną.

Połączenie z ciosem podporowym robi się zapomocą żeber u spodu poduszki o przekroju trapezowym i wysokości około 0,8 grubości poduszki (fig. 328 c, d, e) zapomocą trzpieni na rogach poduszki lub też zapomocą śrub wtopiowych w ciosach podporowych na głębokości około 10—12 średnic śrub, które albo przechodzą przez uszy poduszki (fig. 328 f), albo też przez dziury na krawędziach poduszki (fig. 329). Średnica śrub około 22—25 mm.

Łożyska kładzie się na ciosy podporowe na warstwie zaprawy cementowej 1:1 grubości około 10—15 mm.

Poduszka nieruchoma łączy się z dźwigarem tak, by ten ostatni nie mógł się przesuwać wzdłuż poduszki, co może być wykonane albo według fig. 330 a, b zapomocą nitów z główkami w kształcie trzpieni, które wchodzą w odpowiednie dziury w poduszkach, albo według fig. 330 c, gdzie w wycięcia w blachach pasa dolnego wchodzą występy obrzeży łożyska lub przy zastosowaniu płyty górnej, co przy znacznych obciążeniach mostów kolejowych należy stosować według fig. 330 d. Ciśnienie łożyska przez pas dolny dźwigara przenosi się na środnik i kątowniki pasowe. Na końcach przeto dźwigarów środnik winien być dobrze przyheblowany i tworzyć jedną płaszczyznę z bokami poziomemi kątowników i, o ile pewien nieznaczny luz jest dopuszczalny i nawet pożądany pomiędzy podporami, to bezpośrednio nad podporami nie powinien mieć miejsca, gdyż nity w kątownikach nad

łożyskami ścięłyby się lub wygięły (fig. 330 *e*). Ponieważ ciśnienie ostatecznie przenosi się przeważnie na środnik, przeto zaleca się dla lepszego rozłożenia ciśnienia na środnik nad poduszkami dawać płyty stalowe grubości 25—30 *mm*. Ustrój poduszki przesuwnej jest taki sam, jak poduszki stałej, tylko nie daje się połączenia poduszki z dźwigarem, lecz płyta górna jest z pod spodu zupełnie gładka połączona z dźwigarami nitami z główkami wtopionemi lub przy pełnych główkach w poduszce daje się półokrągłe rowki, w których główki swobodnie się mogą przesuwać wzdłuż. Odległość między obrzeżami w poduszkach daje się o kilka milimetrów większą, niż szerokość pasa lub płyty pod pasem, a to w celu umożliwienia niewielkich przesunięć poprzecznych od zwiększenia się lub zmniejszenia szerokości mostu od zmiany ciepłoty. Obrzeża są niezbędne, aby nie nastąpiło przesunięcie poprzecznego mostu pod działaniem sił poprzecznych poziomych.

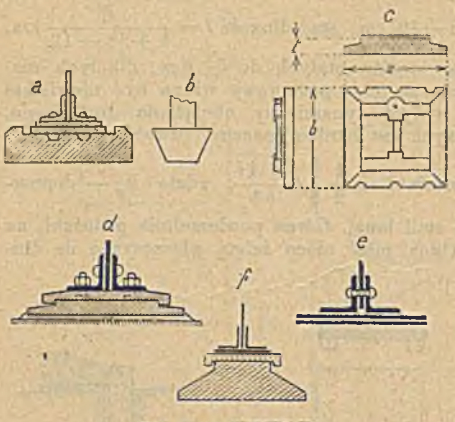


Fig. 330 *a, b, c, d, e, f.*

Zamiast dawać obrzeża w łożysku można dać obrzeża w płycie górnej (fig. 330 *f*). Ma to tę zaletę, że łożysko lepiej się utrzymuje w czystości, lecz zato musi być grubsze, by otrzymać wymagany moment bezwładności. Obrzeża w łożysku zwiększają jego sztywność, zatem lepiej rozkładają ciśnienie na ciosy podporowe. Mówiliśmy, że trzeba zabezpieczyć możność przesuwania się dźwigarów również wpoprzek mostu. Stąd wynika, że właściwie w mostach o dwóch dźwigarach tylko jedna podpora powinna być stała, zaś trzy inne powinny być ruchome (fig. 331 *a*): podpora *o* (zaznaczona czarno) stała, reszta podpór przesuwne jak zaznaczono na figurze. W mostach o niewielkiej szerokości przesuwność poprzeczną osiąga się przez pewne zwiększenie odległości między obrzeżami, tak, że przesuw ma tu miejsce z tarciem posuwistem. W mostach szerokich stosuje się przesunięcie potoczyste, tj. na wałkach. Przy kilku dźwigarach na szerokości mostu i dźwigarach wieloprzęsłowych poduszki winny być według fig. 331 *b* i *c*, tj. jedna tylko z nich winna być stała nieruchoma, wszystkie inne zaś ruchome, przesuwne.

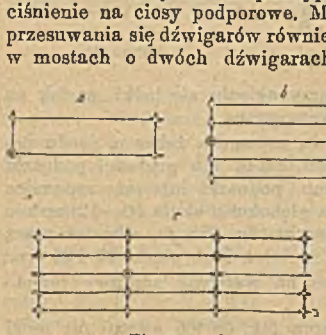


Fig. 331 *a, b, c.*

Poduszki styczne. W poduszkach płaskich ciśnienie może się oddawać nie osiowo, zatem ciśnienie na cios podporowy i od ciosu na mur może być nierównomierne. Ponieważ jednak winniśmy dążyć do równomiernego ciśnienia na cios podporowy, przeto należy stosować dla dźwigarów większych rozpiętości taki ustrój poduszek, by ciśnienie na nie od dźwigarów zawsze oddawało się osiowo, zatem musimy stosować poduszki, w których ciśnienie będzie się oddawać teoretycznie na jedną linję (fig. 332 *a*) lub jeden punkt (fig. 332 *b*), w zależności od powierzchni poduszki: przy cylindrycznej

górnej powierzchni ciśnienie jest wzdłuż linji, przy kulistej ciśnienie teoretycznie jest ześrodkowane w jednym punkcie. W mostach do rozpiętości 20 *m* należy stosować poduszki styczne o powierzchni cylindrycznej, przytem poduszki ruchome z przesuwem potoczystym, tj. na wałkach.

Ponieważ oba łożyska tak nieruchome, jak i ruchome zwykle mają jednakową wysokość, przeto nieruchome ma dość znaczną wysokość i robi

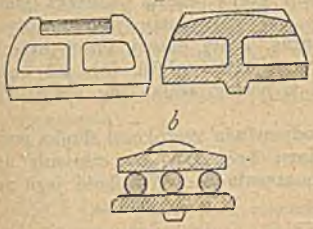


Fig. 332 *a, b.*

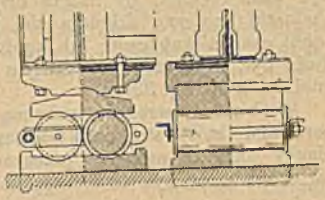
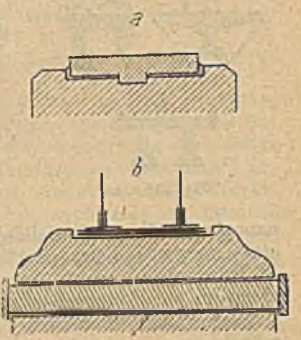


Fig. 333.

się niejednolite, lecz z pewnemi wydrążeniami (fig. 332 *a*). Górna płyta winna być dość gruba, by ciśnienie równomiernie rozkładała na pas dźwigara. Połączenie dźwigara z poduszką w celu unieruchomienia może być takie, jak w poduszkach płaskich.

Łożysko ruchome (fig. 333) składa się z czterech części: płyty górnej czyli wahacza, przytwierdzonego do dźwigara, części środkowej — kadłuba, na której spoczywa płyta górna, wałków i płyty dolnej, która oddaje ciśnienie na cios podporowy od wałków. Płyta górna jest jak w poduszce nieruchomej. Kadłub ma górną powierzchnię cylindryczną, jak w poduszce nieruchomej; wysokość jego można znaleźć ze wzoru:

$$h = \sqrt{\frac{6\,A\,\Sigma l_i}{n\,b\,k_g}},$$



gdzie A — ciśnienie na poduszkę, n — ilość wałków, b — szerokość poduszki, k_g — dopuszczalne naprężenie na zginanie, l_i — odległość od osi poduszki do wałka. Znak sumy rozpościera się na wszystkie wałki położone z jednej strony osi poduszki. By zapobiec przesunięciom poprzecznym płyty górnej po kadłubie, dajemy na kadłubie obrzeża jak w poduszkach płaskich. Płyta dolna łączy się z ciosem podporowym, jak poduszka płaska, lub też przy dużych rozpiętościach całą płytę zapuszcza się na głębokość około 15—25 *mm* w cios podporowy i pośrodku nadto daje się występ okrągły lub kwadratowy (fig. 334 *a*). Grubość płyty zależy od ciśnienia i od średnicy wałków. Jeżeli odległość od krawędzi do skrajnego wałka jest *c*, szerokość i długość płyty *b* i *l*, to grubość płyty można znaleźć ze wzoru:

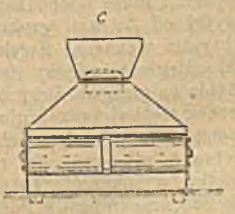


Fig. 334 *a, b, c.*

$$\delta = \sqrt{\frac{3 A e^2}{l b k_g}} \quad \text{lub} \quad \delta_1 = \frac{1}{2}\sqrt{\frac{3 A e_1^2}{l b k_g}},$$

jeżeli e_1 jest odległością między osiami wałków. Ustrój wałków jest jednakowy przy poduszkach stycznych i poduszkach czopowych, przeto rozpatrzymy wpierw ustrój poduszek czopowych i następnie wałków.

Poduszki czopowe stosuje się przy mostach większych. Ciśnienie na poduszkę A jest tu dość duże, zatem górna część poduszki musi być dość wysoka, by mogła ciśnienie na pas górny należycie rozłożyć. Poduszki czopowe składają się, jak i styczne, z tej samej ilości części, jeżeli czop z wahaczem lub kadłubem tworzy jedną całość, lub też czop może być elementem oddzielnym poduszki w postaci wałka (fig. 334 *b*) lub odcinka kuli (fig. 334 *c*).

Wahacz. Szerokość wahacza zwykle odpowiada szerokości słupka podporowego, który stoi nad wahaczem, i winna być taka, by ciśnienie na blachy pionowe pasa nie przekraczało dopuszczalnego. Wysokość jego na osi czopa może być znaleziona ze wzoru:

$$h = \frac{1}{2}\sqrt{\frac{3 A l}{b k_g}},$$

A — ciśnienie, l — szerokość i b — długość wahacza, k_g — dopuszczalne

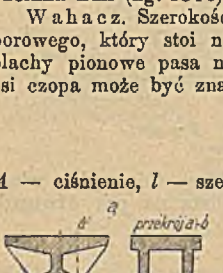


Fig. 335 *a*, *b*.

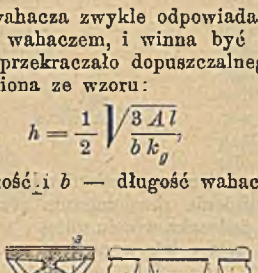


Fig. 336.

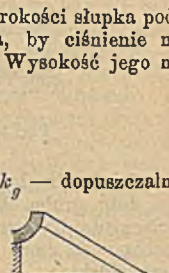


Fig. 337.

naprężenie. Przy niewielkiej wysokości czasem wahacz robi się w postaci ciała masywnego bez wszelkich wydrążeń dla zmniejszenia wagi.

Przeważnie jednak dąży się do zmniejszenia wagi przy zachowaniu momentu bezwładności względem osi podłużnej wahacza. Wtedy nadaje się wahaczowi kształt pokazany na fig. 335 *a*. Płyta górna, połączona z częścią cylindryczną, obejmującą przegub zapomocą szyjki, łączy się jeszcze zapomocą żeber pionowych lub pochyłych. Grubość płyty nie mniej, niż 40 *mm* i może dochodzić do 100—200 w zależności do siły A, grubość szyjki od 50 *mm*, grubość żeber od 45 do 100 *mm*; ilość ich zależy od długości wahacza. Zwykle daje się żebra pod blachami pionowemi pasów. Od odległości między żebrami zależy mniej lub więcej równomierne ciśnienie na przegub. Przy żebrach zwykłych prostokątnych dąży się do tego, by środek ciężkości przekroju (fig. 335, przekrój *a*—*b*) był około $^1/_3$ wysokości. Zamiast żeber prostokątnych lepiej stosować żebra o przekroju teowym (fig. 336). Żebra te równomierniej rozkładają materjał. Środek ciężkości zbliżają do środka wysokości i łożysko otrzymuje się znacznie lżejsze, niż w typie fig. 335, przekrój *a*—*b*. Formowanie takich poduszek nie wymaga stosowania dusz przy odlewie, jeżeli dać odpowiednie pochylenie częściom, jak to jest pokazane na fig. 335 *b*. Wahacz do pasa przytwierdza się zwykle czterema śrubami o średnicy 25—30 *mm*. Obrzeża boczne nie dają możności przesuwania się dźwigarom wpoprzek mostu. Wysokość obrzeży około 15—20 *mm*, szerokość zaś od 50—120 *mm*. Między blachą pasa dźwigara i płytą wahacza kładzie się blachę ołowianą grubości od 3 do 5 *mm*, która wyrównuje nierówności pasa dźwigara. Płyta wahacza winna być równo zheblowana.

Kadłub ma ogólny kształt taki sam, jak wahacz, lecz, ponieważ jest zwykle w podstawie swej szerszy, a czasem i dłuższy od wahacza, przeto i wysokość jego musi być większa.

Wysokość kadłuba poduszki nieruchomej zwykle równa się wysokości kadłuba poduszki ruchomej i średnicy wałków. O ile jednak wałki mają znaczną średnicę, można kadłub nieruchomy dawać nieco niższy i wtedy oczywiście ciosy podporowe poduszek nieruchomych muszą być nieco wyższe od ciosów poduszek ruchomych. Zbyt wysokie poduszki choć dobrze rozkładają ciśnienie, lecz są mniej stateczne przy działaniu sił poziomych na dźwigary (sił hamowania, odśrodkowej, parcia wiatru), i dlatego też wymagają zwiększenia swej szerokości i długości, a czasem i specjalnego zakotwienia. Dlatego też nie powinny być zbyt wysokie. Kadłub ruchomy spoczywa na wałkach. Wymiary jego podstawy zależą od wymiarów i ilości wałków, oraz od przesunięcia:

$$\Delta L = \alpha L t + \frac{1}{E} \sum k_i l_i,$$

gdzie α jest spółczynnik rozszerzalności żelaza, L — rozpiętość dźwigara, t — zmiana temperatury, E — spółczynnik sprężystości, k — naprężenie w prętach pasa, spoczywającego na poduszce od obciążenia ruchomego, dającego największe ugięcie dźwigara i l_i — długości prętów pasa. Jeżeli przeto skrajny wałek przy temperaturze 0 zajmuje położenie w odległości e od krawędzi kadłubu (fig. 337), to e winno być nieco większe od $\frac{d}{2} + \frac{\Delta L}{2}$ lub równe $\frac{d}{2} + \frac{\Delta L}{2}$, jeżeli d oznacza średnicę wałków.

Ponieważ wymiary kadłuba zależą od wymiarów i ilości wałków, przeto rozpatrzymy ustrój wałków i ich wymiary. Trzeba dążyć do najmniejszej ilości wałków, ze względu na trudności w osiąganiu równomiernego ciśnienia na nie przy dużej ich ilości, do stosowania nie małej średnicy, gdyż od średnicy zależy tarcie potoczyste i naprężenie na linji dotyku: średnica d winna być nie mniejsza od 12—15 cm, naprężenie na ciśnienie w dotyku nie powinno przekraczać granicy sprężystości, przeto nie powinno dla stali twardej kutej przekraczać 45 kg/mm^2. Przy znacznie większem naprężeniu do 50—70 kg/mm^2 wałki nie toczą się łagodnie w sposób ciągły, lecz skokami. Dźwigary naprężają się, nie mogąc zmóc oporu tarcia wałków, które tracą kształt kołowy i stają się eliptyczne, dźwigary wyginają się do góry i dopiero pod uderzeniem wchodzącego pociągu przesuwają się. W mostach małych rozpiętości, gdzie się stosują poduszki styczne, można zastosować i jeden wałek, który jednocześnie może grać rolę kadłuba cylindrycznego, na który opiera się płyta górna. Zaznaczyć jednak należy, że przy jednym wałku tak płyta górna, jak też i dolna muszą mieć znaczną grubość, by rozkładały ciśnienie równomiernie na pas dźwigara i cios podporowy. Naprężenie od ciśnienia na wałki może być obliczone ze wzoru Hertza: $k = 0{,}418 \sqrt{\frac{pE}{r}}$, gdzie p = ciśnienie na jednostkę długości wałka, $E = 2\,150\,000\ kg/cm^2$ spółczynnik sprężystości i r — promień wałka. k nie powinno przekraczać granicy sprężystości i w każdym razie być nie większe od 45 kg/mm^2 dla twardej stali. Wałki łączy się ramką, by odległość ich względna pozostawała niezmienna, przytem ramka, gdy wałki są niedługie, może być według fig. 338.

Jeżeli ilość wałków jest znaczna i wałki są długie, ramki dają się sztywne (fig. 339). Wolna odległość między wałkami może być doprowadzona do 10 lub nawet do 5 mm. By kadłub nie mógł się zsunąć po wałkach wpoprzek mostu, wałkom nadaje się obrzeża (fig. 340 a), lub kadłub i płyta

dolna ma listwy (fig. 340 *b*), lub też pośrodku kadłub i płyta mają żebra, które wchodzą w odpowiednie rowki w wałkach (fig. 340 *c*). Przy listwach trudniej utrzymać płytę dolną w czystości.

Głębokość i szerokość rowków musi być odpowiednio na 2—3 *mm* większa od grubości i wysokości żeber. Wysokość i grubość żeber winna odpowiadać wytrzymałości na zgniatanie i ścinanie pod działaniem sił po-

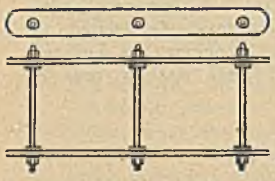


Fig. 338.

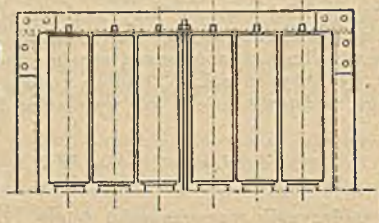


Fig. 339.

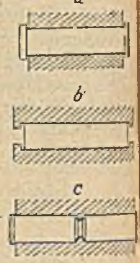


Fig. 340 *a, b, c.*

ziomych, za potrąceniem siły tarcia. Zatem jeżeli W jest siłą poziomą, przypadającą na jedną poduszkę, i A ciśnieniem na poduszkę, to $W - fA$ jest siłą, działającą na żebro. Spółczynnik f tarcia można przyjąć równym 0,12. Na tę samą siłę można obliczać żebra, przytwierdzające płytę dolną do ciosów podporowych, lecz przy $f = 0{,}4$.

Grubość obrzeży daje się 25—45 *mm*, i wysokość 20—35 *mm*, w zależności od rozpiętości mostu. Czopy o średnicy 20—40 *mm* są wytoczone i stanowią z wałkiem jedną całość (fig. 341 *a*), lub też są wytoczone oddzielnie i wpuszczone w wałki na gwint (fig. 341 *b*).

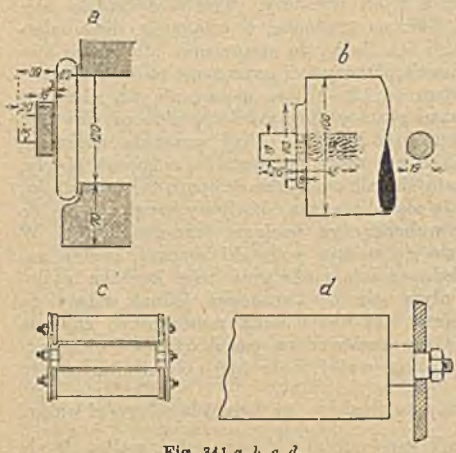


Fig. 341 *a, b, c, d.*

Można nie wszystkie wałki dawać z obrzeżami, jeżeli chodzi o zmniejszenie wymiarów płyty lub kadłuba, lecz tylko niektóre (fig. 341 *c* i *d*), gdyż to daje możność zbliżyć wałki do siebie. By zabezpieczyć wałki od zsunięcia się z płyty, można w płycie dawać obrzeża u góry poprzeczne, choćby nie na całej długości płyty, lub też na niektóre wałki dawać kierownice, nasadzone wolno na śruby; kierownice te mają wolny obrót i niewielki przesuw pomiędzy odlanemi w kadłubie i płycie dolnej występami (fig. 342). — Jeżeli według obliczenia wypada znaczna liczba wałków i o znacznej średnicy, wtedy, by zmniejszyć szerokość kadłuba oraz płyty, można stosować wałki ścięte z dwóch stron (fig. 343 *a*). Przy przesunięciach wałek zwykle robi niewielki obrót. Jeżeli przesunięcie oznaczymy przez $\triangle L$, to kąt obrotu wałka α otrzymamy z równania: $\triangle L = \frac{2\alpha 2\pi r}{360}$, grubość wałka $b = 2r \cos \alpha$ i odległość między wałkami x, by

takowe nie nalegały jeden na drugi $x = \frac{b}{\cos \alpha}$. Zwykle b i x daje się nieco większe, niż otrzymuje się ze wzorów.

Dla zachowania nadanej wałkom odległości, oraz równoległości należy je łączyć dwiema ramkami równoległemi (fig. 343 *b*). By wałki nie mogły się stoczyć z płyty wskutek tych lub innych przyczyn, łączymy je z kadłubem, oraz płytą zapomocą trzpieni, zamocowanych w wałkach i wpuszczonych w odpowiednie otwory, dające możność toczenia się wałkom (fig. 343 *b*), lub zapomocą poprzeczek, zamocowanych do wałków, zwykle skrajnych, końce których, odpowiednio zaokrąglone, wchodzą między występy boczne kadłuba *m* i płyty (fig. 342). Poprzeczkę *a* lepiej wcinać w wałki.

Długość wałków może być różna i dochodzić do dwóch i więcej metrów, również średnica wałka może dochodzić do 500 i więcej *mm*. Dla

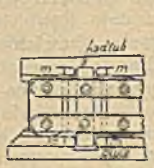


Fig. 342.

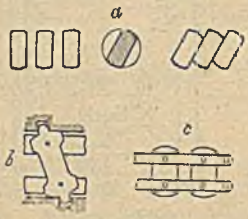


Fig. 343 *a, b, c.*

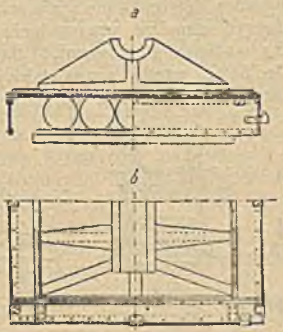


Fig. 344 *a, b.*

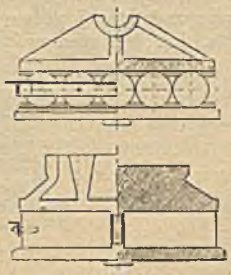


Fig. 345.

zabezpieczenia wałków od kurzu i śmieci, które mogą spadać z mostu na framugi podporowe, poduszkom ruchomym wałkowym dajemy często płaszcze (fig. 344 *a, b*) z blachy 3 *mm* grubości. Boki tych płaszczy są na zawiasach, tak, że mogą się podnosić. Zamykają się na zwykłe klamki (fig. 344 *a*).

Kadłub poduszki ruchomej składa się z płyty, spoczywającej na wałkach, szyjki łączącej płytę ze żłobkiem cylindrycznym, w którym spoczywa przegub cylindryczny lub też z miseczki półkulistej lub innego kształtu w zależności od kształtu przegubu i żeber, usztywniających płytę dolną (fig. 345). Jeżeli kadłub wypada niski, wtedy przegub, jako czop, stanowi jedną całość z kadłubem, który wtenczas robi się w postaci jednej pełnej bryły (fig. 346). Przy czopach kulistych żebra usztywniające idą wzdłuż przekątnej i pośrodku szerokości i długości (fig. 347).

Grubość płyty winna być taka, by zabezpieczała równomierne ciśnienie na wałki. Zatem jeżeli żebra są w niewielkiej odległości, wtedy grubość

płyty może być mniejsza i odwrotnie. By w przybliżeniu znaleźć grubość płyty, można ją rozpatrywać, jako równomiernie obciążoną beleczkę, podpartą na dwóch podporach żebrach, zatem jeżeli odległość między żebrami jest b a ciśnienie od wałków na jednostkę szerokości kadłuba jest p, to grubość:

$$\delta = \frac{b}{2}\sqrt{\frac{3p}{k_g}},$$

jeżeli k_g jest dopuszczalnem naprężeniem na zginanie materjału poduszki. Stosując poduszki ruchome w planie układu pająkowego, lepiej dawać przeguby kuliste, gdyż wtedy wszystkie mogą być wykonane według jednego modelu. Również w mostach ukośnych stosowanie poduszek z przegubami kulistemi jest więcej celowe i daje łatwiejsze ustawienie dźwigarów. Stawianie wałków prostopadle do przekątnej, łączącej podporę nieruchomą z ruchomą innego dźwigara, winno mieć miejsce tylko w mostach o znacznej szerokości. W mostach kolejowych jednotorowych lepiej stawiać poduszki według fig. 348. Praktyka wskazuje, że wałki stawiane według przekątnej niezupełnie spełniają swoje zadanie, gdyż przesunięcie końca dźwigara nie idzie ściśle wzdłuż przekątnej. Dlatego też, by zabezpieczyć zupełne przesunięcie podłużne i poprzeczne, należy urządzać poduszki z wałkami piętrowemi, tj. dawać wałki wzdłuż i wpoprzek danej podpory (fig. 349), wtedy praca takiej poduszki jest należyta, lub też stosować zamiast wałków kule, co jednak jest ko-

Fig. 346.

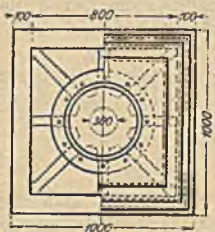


Fig. 347.

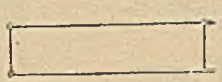


Fig. 348.

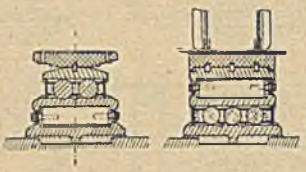


Fig. 349.

Fig. 350.

sztowne i nadaje się do niezbyt wielkich ciśnień. Poduszki z wałkami piętrowemi wypadają dosyć wysokie i są mało stateczne, a dość ruchliwe.

Kadłub poduszek nieruchomych różni się od kadłuba poduszek ruchomych tylko swą większą wysokością. Wysokość jego, o ile ciosy podporowe na wszystkich podporach dają się na jednej wysokości, równa się wysokości kadłuba poduszki, wałków i płyty pod wałkami razem wziętych. Kadłub nieruchomy stawia się bezpośrednio na cios podporowy. Ma on żebra, jak poduszka płaska, któremi wpuszcza się w cios podporowy i zalewa zaprawą cementową lub też pośrodku ma występ, który wpuszcza się w odpowiednie wgłębienie ciosu i zalewa zaprawą (fig. 350). Wymiary tego występu i jego wysokość winny zadość czynić następującym równaniom:

$$W - Af = b_1 \cdot b_2 \cdot k_t \quad \text{i} \quad W - Af = b_1 \cdot c \cdot k_c,$$

gdzie oznacza W — siłę poziomą, A — ciśnienie na poduszkę, f — współczynnik tarcia stali po kamieniu, b_1, b_2 i c — szerokość, długość i wy-

sokość występu, k_t — dopuszczalne naprężenie na ścinanie materjału kadłuba i k_c — dopuszczalne naprężenie ciśnienia na kamień. Czasem kadłub poduszki nieruchomej stawia się nie bezpośrednio na cios podporowy, lecz na płycie. Otrzymuje się kadłub nieco niższy. Płyta zaś ma zwykle około krawędzi listwy nie na całej długości swych boków. Odległość między listwami w kierunku szerokości mostu ściśle odpowiada długości kadłuba, w kierunku zaś rozpiętości mają odległość nieco większą od szerokości kadłuba, by można było umieścić kliny w celu regulowania odległości między poduszkami odpowiednio do długości dźwigara (fig. 351 *a*, *b*, *c*).

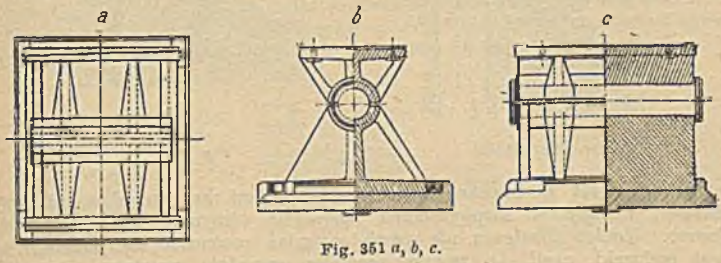


Fig. 351 *a*, *b*, *c*.

Należy mieć na uwadze, że wysokie łożyska winny być odpowiednio szerokie i długie, by były stateczne pod działaniem sił poziomych na dźwigary mostowe. W mostach prostych belkowych rozciętych regulowanie wysokości ustawiania poduszek na ciosach podporowych wykonywa się zwykle przez mniejsze lub większe wcięcie płyt poduszek w ciosy. Klinów nie stosuje się, gdyż niewielka niedokładność, dotycząca wysokości na różnych podporach niema znaczenia. Zaś na jednej podporze można wszystkie poduszki ustawić zupełnie na jednej wysokości. Również niejednakowe osiadanie podpór mostowych niema znaczenia. Inaczej jednak jest, jeżeli most jest z belkami ciągłemi bezprzegubowemi. Tutaj nierównomierność osiadania podpór, oraz ustawienie na różnych podporach łożysk (poduszek) na nienależytej wysokości może wywołać znaczne zmiany w naprężeniach dźwigarów głównych, przeto łożyska (poduszki) takich mostów powinny być uposażone w kliny, któremi można byłoby regulować wysokość przegubów poduszek. Ciśnienie na kliny winno być możliwie jednakowe, zatem powinno się dążyć, by ilość klinów pod poduszką była możliwie najmniejsza. Najlepiej stosować jeden klin, podłożony bezpośrednio pod przegubem (fig. 352), nadając pewną stoczystość dolnej płaszczyźnie przegubu, lub dwa kliny położone jeden na drugim i skierowane w różne strony cienkiemi końcami (fig. 353).

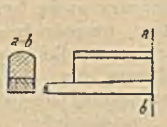


Fig. 352.

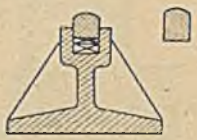


Fig. 353.

Zakotwienie poduszek przeciw siłom poziomym wzdłuż mostu powinno mieć miejsce w mostach, gdzie siły te mogą być znaczne, zatem w mostach długich, na których może mieć miejsce hamowanie pociągu, w mostach dużych w pobliżu stacji oraz w mostach, położonych na spadkach. We wszystkich tych wypadkach należy zbadać, czy poduszka stała jest dostatecznie stateczna, czy pod działaniem sił hamowania pociągu nie może nastąpić oderwanie poduszki od ciosu podporowego, zatem, czy siły pionowe są dostateczne, by poduszkę utrzymać na ciosie. Jeżeli może nastąpić oderwanie poduszki od ciosu, należy zakotwić poduszkę lub też

koniec dźwigara. Wtedy pas dolny może być połączony z kotwą zapomocą blachy poziomej, która pozwala dźwigarowi na nieznaczne obroty na przegubie poduszki i jednocześnie przejmuje siły poziome, oddając je na kotwę i mur (fig. 354). Zamiast połączenia z kotwą końca dźwigara można połączyć z kotwą przegub poduszki (fig. 355). W mostach wsporni-

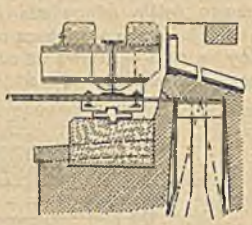


Fig. 354.

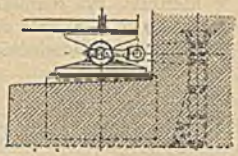


Fig. 355.

kowych lub też w mostach z belkami ciągłemi bezprzegubowemi przy znacznej różnicy w rozpiętościach mogą się otrzymać reakcje podpór ujemne. Koniec dźwigara nie powinien mieć możności się podnosić ze swej poduszki, czyli, że zawsze powinien szczelnie przylegać do niej. Można to osiągnąć albo przez zastosowanie specjalnych przeciwwag, co jednak nie zawsze jest dogodne, gdyż przeciwwagi obciążają dodatkowo podpory, wymagają specjalnego pokładu, na którym leżą, i dodatkowo obciążają dźwigary, co pociąga za sobą zwiększenie ich wagi, lub też można zastosować specjalne poduszki ujemne i dodatnie. Ostatnie są zwykle poduszki stosowane przy reakcji dodatniej. Przy reakcji ujemnej daje się specjalne poduszki, trzymane przez kotwy, zamocowane w murze podpory. Jeżeli reakcja ujemna ma miejsce na podporze stałej, wtedy ustrój może być bardzo prosty. Dźwigary mogą być wzięte na kotwy bezpośrednio (fig. 356), lub przez belki poprzeczne na podporze (fig. 357 *a*), lub też przez tężniki pionowe (fig. 357 *b*).

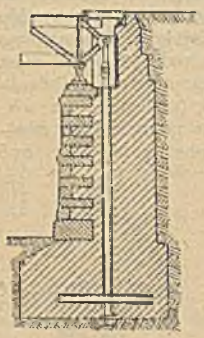


Fig. 356.

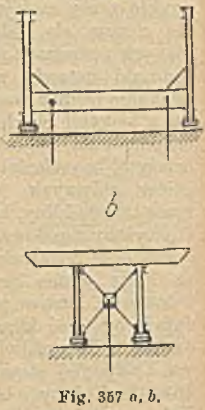


Fig. 357 *a*, *b*.

Bezpośrednie zakotwienie może mieć miejsce i na podporze ruchomej przesuwnej, lecz jeżeli przesunięcia dźwigara są nieznaczne. Przy znaczniejszych przesunięciach podpora ujemna musi mieć możność również wolnego przesuwu i powinna być urządzona z wałkami. By przy przesunięciu wałków kotwy, trzymające poduszki ujemne siłą tarcia, się nie odginały, należy stosować również kotwy poziome (fig. 358). Poduszki reakcyj ujemnych można stawiać na wypuszczone w kształcie wsporników końce pasów dźwigarów (fig. 359). Głębokość zakotwienia i zakończenia kotw w podporach powinno odpowiadać reakcji ujemnej. Przyjmuje się, że mur może się oderwać pod kątem 45°. Zamocowanie końców kotw do belek, założonych w murze, powinno być możliwie dostępne. Zatem powinno być umieszczone w specjalnych komorach lub łazach (fig. 360). Poduszki belek, spoczywających na końcach wsporników, mogą być urządzone w zupełności, jak na podporach zwykłych. Na

wsporniku, gdzie ma spoczywać poduszka, musi być urządzony odpowiedni stolik, na którym albo stawiamy bezpośrednio kadłub poduszki nieruchomej (fig. 361), albo też stawiamy płytę, na której leżą wałki, jeżeli poduszka ma być ruchoma (fig. 362).

Zamiast zwykłej poduszki wałkowej, która wymaga czasem dużo miejsca, można stosować albo słupki wahadłowe, albo też zawieszać belki na strunach. W obu tych wypadkach słupki belki zawieszonej wchodzą w słupki wspornika, który musi mieć pasy nieco szersze, niż belka zawieszona, co zresztą prawie zawsze ma miejsce, gdyż belka wspornikowa ma przeważnie większą rozpiętość, niż belka zawieszona. Przy stosowaniu słupków wahadłowych (fig. 363) podporą dla belki zawieszonej jest dolny pas wspornika, na którym spoczywa dolny koniec słupka wahadłowego. Belka zawieszona opiera się swym górnym pasem na tym słupku. By nie było poprzecznych wahań

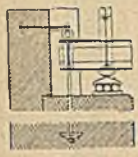


Fig. 358.

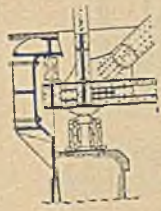


Fig. 359.

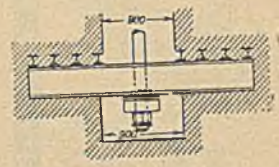


Fig. 360.

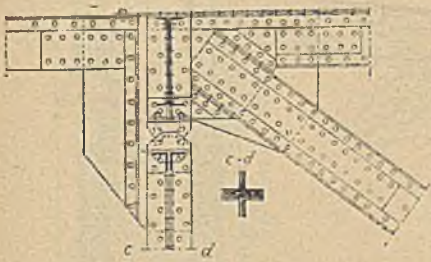


Fig. 361.

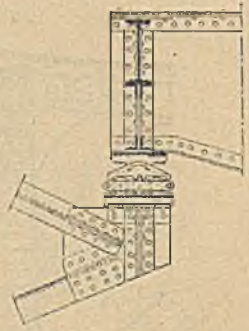


Fig. 362.

słupków, takowe powinny mieć u góry kierownice podłużne, między któremi mają możność przesuwać się wzdłuż. Słupki wsporników powinny tworzyć w tym wypadku ramownice. Przy zastosowaniu strun podporą dla belki jest węzeł górnego pasa wspornika; na nim zawieszone są struny, które swemi dolnemi końcami trzymają za pas dolny belkę zawieszoną. Otwory u góry belki zawieszonej i u dołu wspornika w tym przypadku muszą być owalne i o większej średnicy, niż jest bolec, na którym wisi belka zawieszona, by ciśnienie oddawało się na należyte końce (fig. 364 *a*, *b*). Belki o niewielkiej rozpiętości mogą być zawieszone na blachach, gibkość blachy służy tutaj, jako podpora wahadłowa. Niewielkość przesunięcia belki w zupełności jest możliwa wskutek gibkości blachy.

Poduszki dźwigarów łukowych zasadniczo mało się różnią od poduszek nieruchomych dźwigarów prostych belkowych. Kadłub może być taki sam, jak w mostach belkowych, również przeguby. Co się tyczy górnej części, tj. wahacza, to takowy może być albo oddzielny i przytwierdzony odpowiednio do łuku, albo też może nawet stanowić jedną całość z łukiem.

Ponieważ ustawianie dźwigarów łukowych na podpory wymaga wielkiej ścisłości co do rozpiętości, na odległość zaś pomiędzy przegubami podporowemi ma znaczny wpływ temperatura chwili ostatecznego ustawiania, przeto poduszki w mostach łukowych powinny być uposażone w kliny, któremi można by było zmieniać rozpiętość i tym sposobem nadawać należytą wy-

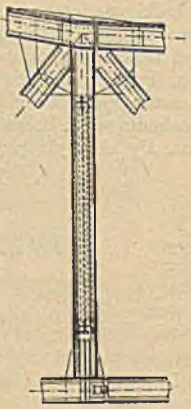


Fig. 363.

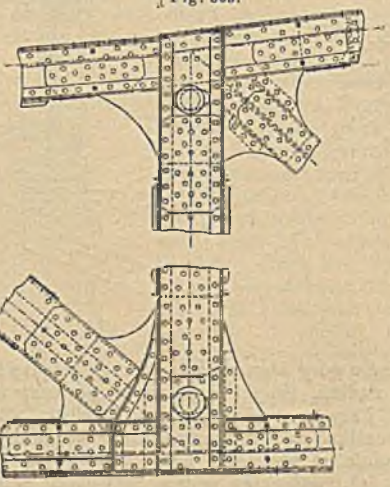


Fig. 364 *a*.

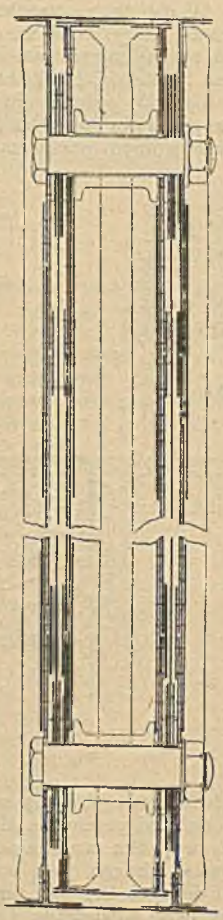


Fig. 364 *b*.

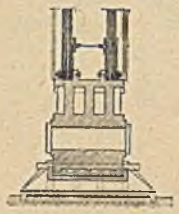
niosłość łukowi. Jeżeli przeto teoretyczna strzałka łuku przy temperaturze 0° była f, to przy temperaturze ustawiania dźwigarów $= t^0$ C winna być $f \pm \triangle f$. Temperatura montowania niema znaczenia, gdyż jest ona różna w zależności od okresu czasu, w którym odbywa się montowanie. Wszelkie wymiary w warsztatach wyznacza się taśmami mierniczemi stalowemi, zatem, jeżeli miara stalowa jest ścisła przy temperaturze 0°, to i wykonane części stalowe lub żelazne mostu mają ścisłe wymiary, sprowadzone do zera. Odległość między podporami, mierzona miarami metalowemi przy tempera-

turze t^0 C, powinna być sprowadzona do temperatury 0°, czyli otrzymana odległość między podporami powinna być poprawiona na wydłużenie lub skrócenie miary w zależności od $+t^0$. Ustawianie łuków na podpory należy robić w pogodę pochmurną, gdyż wtedy wszystkie łuki danego przęsła mają jednakową temperaturę. Przy słonecznej pogodzie ustawianie jest dość trudne, gdyż temperatura nie tylko różnych łuków, lecz nawet jednego i tego samego łuku może być różna, zatem trudno nadać należytą strzałkę łukowi.

Połączenie kadłuba z ciosem podporowym, jak w mostach belkowych, tj. zapomocą żeber lub śrub, zapuszczonych w ciosy podporowe (fig. 365).

Część górna poduszki, wahacz, ma połączenie takie, że końce łuków oddają swe ciśnienie na wahacz przez bezpośredni docisk. Końce zatem

Fig. 365.



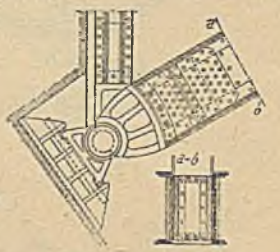


Fig. 366.

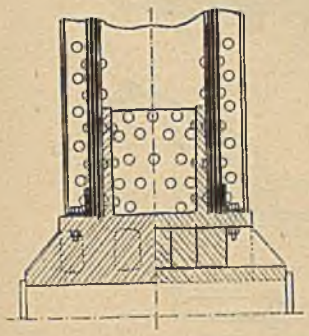


Fig. 367.

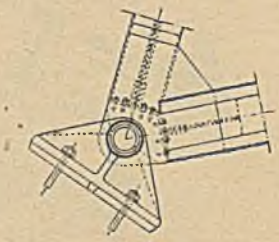


Fig. 368.

łuków muszą być zupełnie równo ścięte i przyheblowane, by ciśnienie oddawało się na cały przekrój łuku. Cienkie ścianki łuków muszą być pogrubione przez odpowiednie nakładki, by je stężyć. Połączenie daje się zwykle śrubami (fig. 366). Można też połączenie wahacza z łukiem dać takie, by ciśnienie przenosiło się na łuk przez cięcie nitów. Wahacz wtedy ma specjalne wydłużone ścianki, które wchodzą w skrzynkę łuku. Te ścianki są znitowane z elementami łuku (fig. 367). Jeżeli dźwigary łukowe są kratowe, wtedy należy wahacz tak łączyć z łukiem, by oś przegubu leżała w węźle podporowym (fig. 368), w przeciwnym bowiem razie pas łuku prócz sił osiowych miałby jeszcze ugięcie, które należałoby przyjąć pod uwagę, gdybyśmy umieścili przegub poza węzłem. Umieszczenie przegubu nie w węźle podporowym często się stosuje w mostach łukowych wspornikowych (fig. 369 *a*, *b*). Wahacz może stanowić z łukiem jedną całość. Łuk tworzy stopę, którą się opiera o przegub poduszki. Stopę tworzą wtedy specjalne odlewy, które

łączą się z poszczególnemi częściami łuku o przekroju dwuteowym. W łukach niewielkich rozpiętości odlewy te mają kształt szczęk, które obejmują z dwóch stron dźwigar i są do niego przynitowane; w przekroju poprzecznym mają kształt korytek, w przekroju zaś podłużnym kątowników nierównobocznych. Siła łuku oddaje się na te szczęki przez nity, które je łączą ze środnikiem i pasami (fig. 370 *a*). W większych mostach można stosować takie

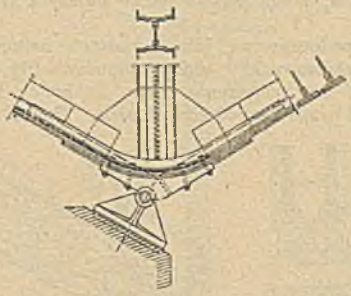


Fig. 369 *a*.

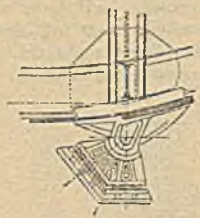


Fig. 369 *b*.

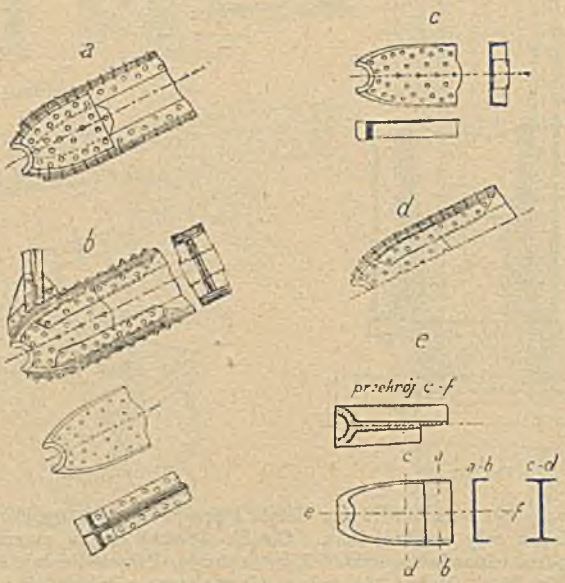


Fig. 370 *a, b, c, d, e*.

same szczęki, lecz tylko połączenie z łukiem winno być nieco inne, by w bokach poziomych tych szczęk można było zastosować nity dwucięte (fig. 370 *b*). Grubość szczęk koło przegubu winna być taka, by cały przekrój wytworzonej stopy odpowiadał całkowitej największej reakcji łuku; ku końcowi daje się wszystkie części szczęk coraz cieńsze, i mogą dojść do grubości kątowników, tj. do 12—15 *mm* (fig. 370 *c*). Gdyby jednak grubość taka była niedogodna do wykonania, to można ją zwiększyć do 20 *mm* i zastosować podkładki wyrównawcze (fig. 370 *d*).

W mostach łukowych ukośnych, szczególniej bardzo szerokich, przy kilku dźwigarach na szerokości mostu powinno się stosować przeguby kuliste. Poduszki w takich mostach daje się normalnie do osi łuku. Zatem przy przegubach cylindrycznych otrzymalibyśmy kilka osi równoległych. Łuki, połączone tężnikami w jakby jedną bryłę, nie mogłyby się obracać koło swych przegubów, gdy tymczasem przeguby kuliste położone swemi osiami na jednej prostej tworzą jakby jedną oś. Następnie ustawianie łuków

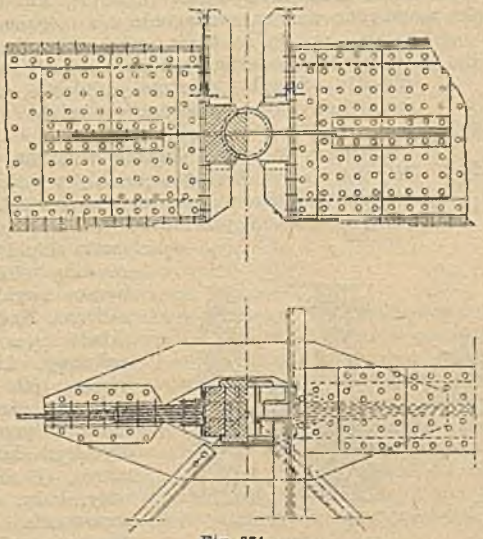


Fig. 371.

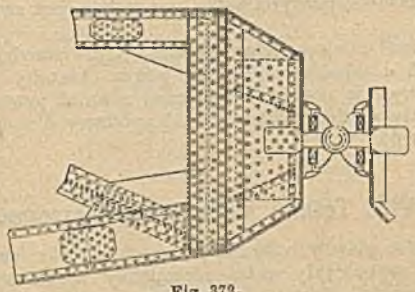


Fig. 372.

w mostach ukośnych na przeguby cylindryczne nasuwa dużo trudności. Ustawienie wszystkich poduszek ściśle równoległe jest nader trudne, zaś najmniejsza nierównoległość powoduje ciśnienie nie na całą długość przegubu, lecz tylko na jego krawędź. Przy stosowaniu przegubów kulistych unika się tej niedokładności. Przy przegubach kulistych jednak stopę trzeba wytwarzać z jednego odlewu, a nie z dwóch w kształcie szczęk, by przegub kulisty nie rozsadzał tych szczęk, jak klin (fig. 370 *e*). Przy stosowaniu szczęk obróbka końcowych części stóp, tj. wytaczanie wgłębień do przegubów powinna się odbywać, gdy szczęki są znitowane z końcami dźwigarów, by otrzymać

dokładność roboty[1]). Przeguby w kluczu mostów łukowych trójprzegubowych mają ustrój taki sam, jak i w stopach. Połączenie wahacza z łukiem musi tu odpowiadać nie tylko rozporowi, lecz też i sile poprzecznej. Gdyby rozpór od obciążenia stałego był niezbyt duży, a od parcia wiatru otrzymałoby się rozciąganie w kluczu, wtedy naturalnie konstrukcja przegubu w kluczu powinna być taka, by nie dopuszczała możności rozwarcia się łuku w kluczu, co może być dokonane przez połączenie przeciwległych części łuków gibkiemi blachami, tak zwanemi kołnierzykami (fig. 371), lub też specjalnymi ściągami, które mogą pracować na rozciąganie, nie mogąc natomiast przyjmować na się ściskania, gdyż na wałkach, na których są osadzone, mają otwory owalne wolne do środka (fig. 372). Szczęki, stosowane w kluczu, mają kształt dowolny i zwykle niesymetryczny w zależności od ustroju pomostu i połączenia jezdni w kluczu.

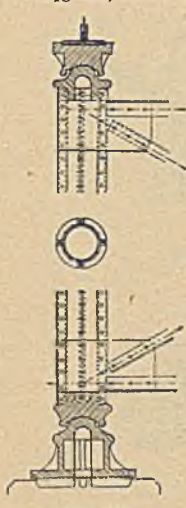


Fig. 373.

Podpory w postaci słupków wahadłowych stosuje się do belek o niewielkiej rozpiętości, gdy jednak brak miejsca wymaga zastosowania podpory najcieńszej. Podpora taka zastępuje podporę przesuwną. W przekroju poprzecznym mostu słupki te są połączone ze sobą tężnikami tak, że tworzą zwykle układy niezmienne. Każdy słupek taki składa się z trzech części: podstawy, która jest nic innego, jak tylko zwykła poduszka nieruchoma przegibna z przegubem cylindrycznym lub kulistym, z trzonu, tj. słupka i z głowicy, która w istocie swej przedstawia również poduszkę przegibną, lecz tylko jakby odwróconą do góry kadłubem. Na kadłubie spoczywa belka, zaś wahacz jest związany z trzonem słupka (fig. 373).

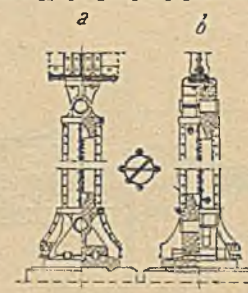


Fig. 374.

W zależności od miejsca, gdzie kolumny takie stawiamy, tak ich podstawom, jak też i głowicom nadają pewne kształty architektoniczne. Dolne części zakrywają przytem płaszczami również pewnej formy tak, by płaszcze te dawały wrażenie odpowiedniej podstawy dla danego słupka kolumny (fig. 374 *a*, *b*).

VIII. Tężniki podłużne i poprzeczne.

Pasy dźwigarów głównych łączymy kratą tak, aby pas górny i dolny, połączone kratą, wytworzyły układ niezmienny w płaszczyźnie pionowej. Również w płaszczyźnie poziomej pasy górne i pasy dolne jednego dźwigara i drugiego powinny być połączone ze sobą kratą, aby wytworzyć układy niezmienne w płaszczyznach pasów górnych i dolnych. Jest to niezbędne nie tylko wskutek działania sił poziomych, jak wiatr, siła odśrodkowa przy położeniu mostu w krzywej lub uderzenia boczne parowozów, lecz i bez tych sił wiązania te są niezbędne w szczególności w poziomie pasów ściskanych, bo długie pasy mogłyby ulec wyboczeniu. Oprócz tych wiązań pasów, zwanych tężnikami podłużnemi albo wiatrownicami, gdyż przeważnie obliczają się na działanie wiatru, by dźwigary główne wytworzyły bryłę niezmienną, winny

[1]) Tego rodzaju przeguby stosowane były w wielu mostach łukowych przez autora niniejszego w Petersburgu.

być zakończone również powierzchniami niezmiennemi. Przeto płaszczyzny czołowe, które tworzą zwykle słupki podporowe lub przy pasach zbieżnych pasy pochyłe, muszą być połączone odpowiednio wiązaniami, by czworoboki czołowe pod działaniem sił poziomych były niezmienne. Ograniczona tym sposobem bryła sześcienna powierzchniami niezmiennemi otrzymuje się niezmienną naturalnie w granicach odkształceń sprężystych. Tężniki, położone w granicach pasów, nazywamy tężnikami podłużnemi, a czasem poziomemi, zaś tężniki, które leżą w płaszczyznach prostopadłych do płaszczyzny dźwigarów pionowych, lub czasem w płaszczyznach pod pewnym kątem do poziomu, nazywamy tężnikami poprzecznemi lub pionowemi. Zatem możemy powiedzieć, że, aby dźwigary wytworzyły bryłę niezmienną, muszą być powiązane tężnikami podłużnemi na całej długości mostu w poziomie pasów górnych i dolnych i tężnikami poprzecznemi na podporach (fig. 375). Tężniki poprzeczne pośrednie nie są niezbędne z punktu widzenia niezmienności, jednak mają znaczenie z innych względów. Przy niejednakowem obciążeniu pionowem dźwigarów zmniejszają one niejednakowość ugięcia się dźwigarów, zatem zniekształcenie się mostu w przekroju poprzecznym jest mniejsze przy tężnikach pionowych poprzecznych, niż bez nich. Nie zawsze jednak można postawić tężniki podłużne w poziomie pasa górnego przy pomoście dolnym i wtedy tężniki poprzeczne pośrednie są niezbędne. Jeżeli nawierzchnia pomostu ma podłoże z blachy falistej, płaskiej, cylindrycznej lub nieckowej na całej szerokości mostu, wtedy pokład ten może zastąpić tężniki podłużne w poziomie tego pasa, gdzie jest pomost. Kształtowniki — zoresówki lub woterenówki — nie zastępują tężników podłużnych ze względu na swoje stosunkowo słabe przytwierdzenie do żeber pomostu i dźwigarów. Poprzecznice sztywno połączone z dźwigarami zwykle służą jednocześnie jako części tężników podłużnych, oraz poprzecznych.

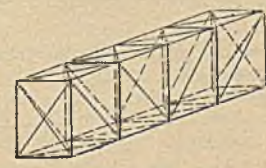


Fig. 375.

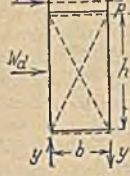


Fig. 376.

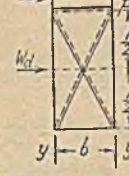


Fig. 377.

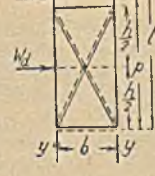


Fig. 378.

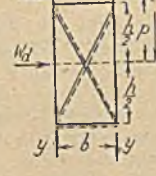


Fig. 379.

Mosty z jazdą górą. 1. Tężniki podłużne między pasami górnemi, dolnemi i poprzeczne na podporach (fig. 375). Oznaczmy wysokość dźwigarów przez h (fig. 376), rozstaw dźwigarów przez b, odległość od osi pasa górnego do środka powierzchni pomostu, wystającej ponad pasem górnym, przez p, odległość od tegoż pasa do środka powierzchni obciążenia ruchomego przez t, siły poziome od działania wiatru na obciążenie ruchome, pomost i dźwigar przez W_t, W_p i W_d, siły poziome, działające na pasy górny i dolny przez X_g i X_d i przeciążenie dźwigarów przez Y, to otrzymamy:

$$Y = \frac{W_t \cdot t + W_p p}{b}; \quad X_g = W_t + W_d + \frac{W_p}{2}; \quad X_d = \frac{W_d}{2}.$$

2. Tężniki podłużne są między pasami górnemi, tężniki poprzeczne na podporach i pośrednie między podporami (fig. 377):

$$Y = \frac{W_t \cdot t + W_p \cdot p - W_d \cdot \frac{h}{2}}{b}; \quad X_g = W_t + W_p + W_d; \quad X_d = 0.$$

3. Tężniki podłużne łączą pasy dolne, tężniki poprzeczne, jak w wypadku 2. (fig. 378):

$$Y = \frac{W_t \cdot t + W_p \cdot p + W_d \cdot \frac{h}{2}}{b}; \quad X_g = 0; \quad X_d = W_t + W_p + W_d.$$

4. Tężniki podłużne łączą pasy górne i dolne, tężniki poprzeczne, jak w wypadku 2. (fig. 379).

$$Y = \left| \frac{W_t + W_p}{4} + \frac{W_t \cdot t + W_p \cdot p}{2h} \right| \frac{h}{b};$$

$$X_g = \frac{W_d}{2} + \frac{3}{4}(W_t + W_p) + \frac{W_t \cdot t + W_p \cdot p}{2h};$$

$$X_d = \frac{W_d}{2} + \frac{1}{4}(W_t + W_p) - \frac{W_t \cdot t + W_p \cdot p}{2h};$$

przy $$h = \frac{2(W_t \cdot t + W_p \cdot p)}{2W_d + W_t + W_p}. \quad X = 0$$

czyli, że przy tej wielkości h wiatrownic dolnych podłużnych stawiać nie warto.

Mosty z jazdą dołem. Mogą tu być dwa wypadki: 1. Wysokość dźwigarów jest dostateczna i dopuszcza umieszczenie tężników podłużnych w pasie górnym; 2. wysokość jest niedostateczna, tężników górnych dać nie można. Otrzymujemy most otwarty. Tężniki górne można stosować w mostach o rozpiętości od 31—32 *m*.

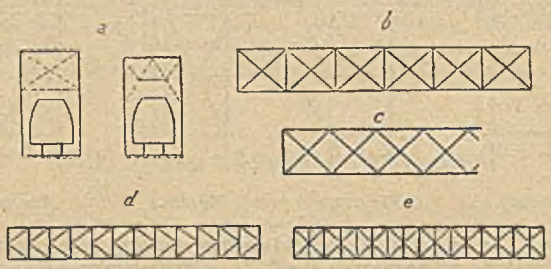


Fig. 380 *a, b, c, d, e.*

W wypadku pierwszym mamy tężniki podłużne dolne, górne i tężniki poprzeczne w kształcie ramownic na podporach (fig. 380 *a*).

$$Y = \frac{W_t \cdot t + W_p \cdot p}{b}; \quad X_g = \frac{W_d}{2}; \quad X_d = \frac{W_d}{2} + W_t \cdot W_p.$$

W wypadku drugim tężniki podłużne są tylko dolne, tężniki zaś poprzeczne na podporach i pośrednie.

$$Y = \frac{W_d \cdot \frac{h}{2} + W_t \cdot t + W_p \cdot p}{b}; \quad X_g = 0, \quad X_d = W_d + W_p + W_t.$$

Najczęściej stosowany jest układ tężników podłużnych o kracie prostokątnej dwukrotnej, układ statycznie niewyznaczalny (fig. 380 *b*). W układzie tym zwykle stosują rozpórki sztywne, zaś krzyżulce czasem gibkie lub półsztywne. Uważamy, że krzyżulce winny być również sztywne, gdyż przy dwóch układach przy uginaniu się dźwigara w płaszczyźnie tężników będą zawsze pracować oba układy, zatem sztywność każdego krzyżulca (przekątnej) powinna być dostateczna do przejęcia conajmniej połowy siły poprzecznej na ściskanie. Koło środka przęsła zwykle siła poprzeczna od działania wiatru jest bardzo mała, szczególniej w górnych tężnikach przy jeździe dołem i dolnych przy jeździe górą. Nadawanie jednak krzyżulcom przekroi zbyt małych, odpowiednio do otrzymanej siły działania wiatru nie powinno być naśladowane, gdyż tężniki te pracują nie tylko przy działaniu wiatru, lecz też i od wszelkich uderzeń bocznych idącego pociągu i przy słabych wiatrownicach powodują dość duże wahania pasów w płaszczyźnie poziomej. Można dawać zamiast kraty prostokątnej kratę podwójną bez rozpórek (fig. 380 *c*), układ raz statycznie niewyznaczalny. W mostach szerokich, gdy przedziały są stosunkowo małe w porównaniu do odległości między dźwigarami, można stosować układ półkrzyżulcowy (fig. 380 *d*), lub też stosować kratę według fig. 380 *b*, lecz przekątne prowadzić przez dwa przedziały (fig. 380 *e*), przytem w punktach przecięcia się krzyżulców takowe mogą być podwieszone do poprzecznicy, by nie zwisały i przez to nie otrzymywały dodatkowych naprężeń od wagi własnej. Nadto podwieszenie ma jeszcze tę dobrą zaletę, że zmniejsza wolną długość przekątnej ściskanej, dlatego też nawet przy układzie według fig. 380 *b* podwieszają przekątne, np. do podłużnic (fig. 381). Tężniki według fig. 382 *a* stosują się do małych rozpiętości, do stężenia belek podłużnych. Jeżeli most ma kilka dźwigarów na swej szerokości, co ma miejsce w mostach miejskich z jazdą górą, wtedy tężniki można urządzić według fig. 382 *b* lub fig. 382 *c*. W mostach szerokich z wielu dźwigarami siły w pasach dźwigarów od działania wiatru są bardzo małe; dodatkowe naprężenia zwykle nie pokrywają nadwyżki dopuszczalnych naprężeń, tak że ich można nie uwzględniać. Przy obliczaniu sił w pasach od działania wiatru można rozpatrywać pasy dźwigarów połączone tężnikami, jako belkę złożoną, w której rolę klinów odgrywają przekątnie i rozporki i obliczenie przeprowadzić, jak dla belki złożonej. Zatem, jeżeli przez F_i oznaczymy średni przekrój pasa dźwigara, zaś przez b_i odległość od osi mostu do dźwigara, przez a długość przedziału i przez α kąt pochylenia przekątnej do pasa, przez M i T moment gnący i siłę poprzeczną w danym przekroju od sił poziomych (fig. 382 *d*), to możemy napisać, że siła w pasie będzie:

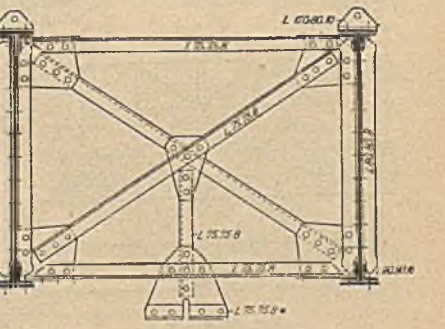


Fig. 381.

$$K = \frac{M b_i}{2 \Sigma F_i b_i^2}.$$

Siły w krzyżulcach:

$$S_1 = \pm T \frac{F_1 \cdot b_1 + F_2 \cdot b_2 + F_3 \cdot b_3}{2 \cos \alpha \Sigma F_i b_i^2},$$

$$S_2 = \pm T \frac{(F_2 \cdot b_2 + F_3 \cdot b_3) \cdot a}{2 \cos \alpha \Sigma F_i b_i^2},$$

$$S_3 = \pm T \frac{F_3 \cdot b_3 \cdot a}{2 \cos \alpha \Sigma F_i b_i^2}.$$

Zatem przekroje krzyżulców muszą być silniejsze pośrodku mostu, zaś słabsze ku skrajom. Przekroje tężników mogą być takie same, jak w innych prętach w dźwigarach. Przedział tężników zwykle odpowiada przedziałowi dźwigarów, a węzły tężników umieszcza się zwykle w tych samych przekrojach, co i węzły dźwigarów, choć może też być przedział tężników mniejszy lub większy od przedziału dźwigara pionowego. Tężniki podłużne zwykle przynitowujemy do blach węzłowych poziomych, które są jako wstawki blach poziomych pasów (fig. 383), lub też jako blachy przynitowane do kątowników pasowych (fig. 384 *a*), lub też przynitowane do krawędzi blach poziomych (fig. 384 *b*). W ostatnim wypadku szerokość *e* winna być nie mniejsza od 90 *mm*. W mostach szerokich przekątnie otrzymuje się o znacznej dłu-

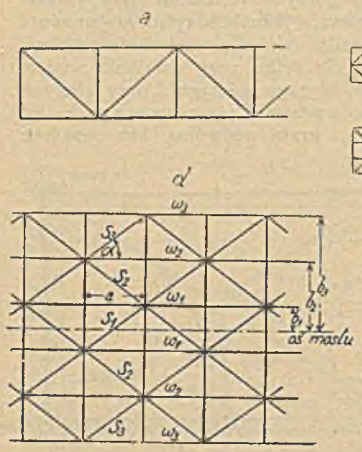


Fig. 382 *a, b, c, d.*

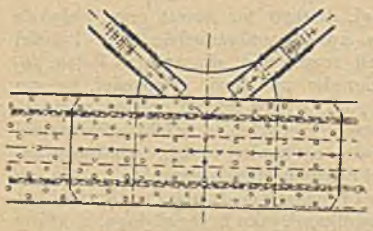


Fig. 383.

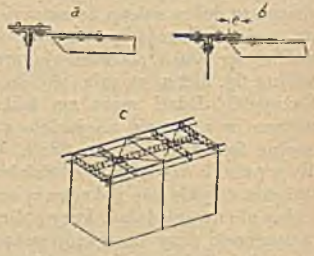


Fig. 384 *a. b. c.*

gości; aby je podtrzymać pośrodku, dają czasem między pasami górnemi lekką beleczkę podłużną (fig. 384 *c*).

Przy obliczaniu tężników podłużnych trzeba mieć na uwadze, że tężniki te otrzymują naprężenia nie tylko od sił poziomych działania wiatru lub siły odśrodkowej w mostach położonych w krzywej, lecz nadto od obciążenia pionowego i to dość znaczne. W pasie rozciąganym mogą one dochodzić do 50% naprężeń w pasach. Dlatego też tężniki te przynitowywać należy po zdjęciu mostu z rusztowań, aby przynajmniej uwolnić je od dodatkowego

naprężenia od ciężaru stałego mostu i przekroje winny być im nadawane z pewnym zapasem do 25—30%.

Na fig. 385 *a* linjami przerwanemi pokazane jest położenie tężników podłużnych i poprzecznych. Górne tężniki jako podparcie swe mają zwykle ramownice, które oddają parcie poziome, otrzymane od tężników podłużnych, na podpory. Jeżeli wysokość dźwigarów pozwala, to tężniki podłużne górne idą na całej długości dźwigarów i wtedy ramownice umieszczają się na końcach: pionowe, jeżeli są słupki podporowe, i pochyłe, jeżeli pasy są zbieżne. Ramownice pionowe są łatwiejsze do wykonania, lepiej zesztywniają poprzecznie most i dlatego często chętniej je stosują, niż pochyłe. Widok ogólny dźwigarów zbieżnych jest nieco ładniejszy i dźwigary zbieżne otrzymuje się nieco lżejsze, lecz usztywnienie ramownic jest dość trudne, szczególniej trudno uzyskać sztywne połączenie nóg ramownicy z rozpórką dolną, która przeważnie jest pionowa, a nie w płaszczyźnie ramownicy i dlatego też zwykle przy obliczaniu ramownic pochyłych przyjmuje się, że w dole nogi ramownicy połączone są z poprzeczną rozpórką przegibnie. Jeżeli wysokość dźwigarów nie pozwala ciągnąć tężników podłużnych górnych na całej długości dźwigarów, wtedy zwykle zajmują one tylko część długości dźwigarów i na końcach ich w węzłach B i B' (fig. 385 *b*) daje się ramownice, które przenoszą ciśnienie poprzeczne poziome na dolne wiatrownice, i te oddają już to ciśnienie na podpory. Przy ustroju tego rodzaju końce dźwigarów $A_1 B_1$ i $A_2 B_2$ (fig. 385 *b*) tworzą most otwarty i dlatego też słupki na tych częściach dźwigarów powinny być szczególniej sztywne w kierunku poprzecznym mostu, aby dobrze trzymać pas dolny w jego płaszczyźnie.

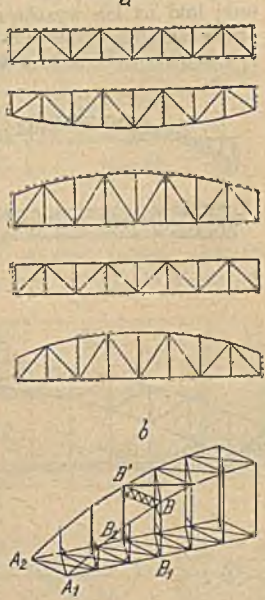


Fig. 385 *a*, *b*.

W mostach wieloprzęsłowych bezprzegubowych tężniki podłużne daje się na całej długości, jak w mostach belkowych rozciętych, przytem ramownice — tężniki pionowe — dają się obowiązkowo nad każdą podporą (fig. 386). Co się tyczy tężników poprzecznych pośrednich, to takowe przy jeździe górą mogą być dawane lub nie. Jednak jeżeli się przewiduje znaczną różnicę w obciążaniu dźwigarów ciężarem ruchomym, np. w moście kolejowym dwutorowym, to lepiej je dawać, choć nie

Fig. 386.

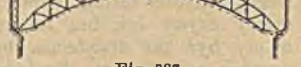


Fig. 387.

w każdym przedziale, gdyż one zmuszają dźwigary do współpracy, i przez to otrzymuje się mniejszą różnicę w ugięciu pionowem dźwigarów.

W mostach wspornikowych tężniki nie mogą być prowadzone w sposób ciągły na całej długości mostu, gdyż one wytworzyłyby zamieszanie w pracy poszczególnych części tego ustroju. W miejscach, gdzie belka wolno wsparta łączy się ze wspornikiem, muszą być tężniki przerwane i mieć możność przenosić z jednej części na drugą tylko siłą poprzeczną poziomą, nie działając wzdłuż dźwigara. Tężniki belki zawie-

szonej powinny mieć możność przesuwania się podłużnego w miejscu połączenia ze wspornikiem, nie mając natomiast możności przesuwu poprzecznego.

W mostach łukowych z jazdą górą tężniki podłużne dają się zwykle w poziomie pomostu i poziomie pasa dolnego łuku (fig. 387). Dlatego też w poziomie pomostu muszą być dane albo specjalne pasy wiatrownicowe lub też belki zewnętrzne podłużne, o ile ciągną się bez przerwy, grają rolę jednocześnie pasów dźwigara wiatrownicowego. Tężniki pionowe łączą tutaj łuki na ich wysokości; na podporach zaś słupki tworzą z tężnikami ramownice. Stawianie tężników pionowych między słupkami pośredniemi nie jest konieczne, lecz to dobrze łączy łuki między sobą i zmusza je do lepszej współpracy. Przy niejednakowem obciążeniu łuków otrzymuje się mniejszą różnicę w ugięciu dźwigara obciążonego i nieobciążonego.

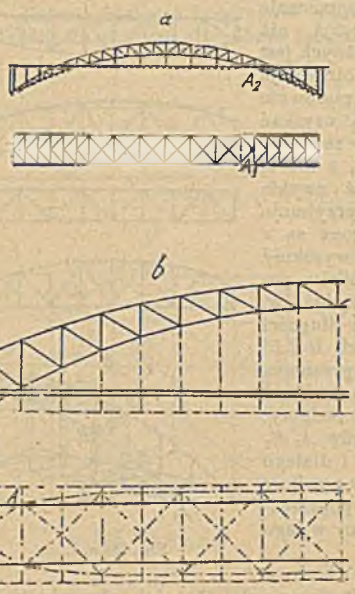


Fig. 388.

Zamiast tworzyć ramownice nad podporami, by przenieść siłę poziomą parcia wiatru z górnej części mostu, na dół na łuki i przez te na podpory, można dźwigar wiatrownicy oprzeć bezpośrednio na górną część podpory, tak jednak, by dźwigar miał możność przesunięć pionowych i podłużnych, będąc pozbawiony możności przesunięć poziomych poprzecznych.

Jeżeli łuk ma przegub w kluczu, wtedy tężniki podłużne muszą być tak konstruowane, by nie przeszkadzały wykonywać zadanie swe przegubowi. W tym celu najlepiej łączyć kołnierzyki przy przegubie rozpórkami i do tych sprowadzać tężniki podłużne. Ponieważ przegub winien być umieszczony w pobliżu pasa górnego w łukach kratowych, przeto tężniki w przedziale około klucza znacznie wyżej przymocowywują się na osi klucza, niż na osi słupków sąsiednich z kluczem.

W mostach łukowych z jazdą dołem lub z pomostem na pewnej wysokości nad podporami trzeba rozpatrzeć dwa wypadki: 1. łuk jest ze ściągiem, 2. łuk jest bez ściągu.

W pierwszym wypadku ustrój tężników w poziomie ścięgna niczem się nie będzie różnić od mostu zwykłego belkowego. Jak w moście belkowym, tężniki tutaj pracują nie tylko od sił poziomych, lecz i od obciążenia pionowego, a zatem tężniki winny być projektowane z pewnym zapasem. Jeżeli mamy czysty łuk bez ściągu, to tężniki w poziomie części przejazdowej winny być tak urządzone, by ani ich krata, ani ich pasy nie mogły odgrywać roli ściągu. Ponieważ w tym wypadku zawsze trzeba dawać specjalne pasy wiatrownicowe, przeto te pasy, będąc podwieszone do wieszaków łuku, nie mogą być z łukami połączone, lecz albo mogą swobodnie przechodzić przez łuki, mając możność swobodnego przesuwu wzdłuż swych osi i również w kierunku pionowym, natomiast nie mogą mieć możności przesunięć wpoprzek mostu i tym sposobem ciśnienie poziome mogą oddać na łuki, a te ostatnie przez swe tężniki na podpory, albo też pasy mogą się kończyć w węzłach A_2 (fig. 388 *a*), w węźle A_1 mogą się schodzić na osi mostu i tam mieć połączenie z rozporką między łukami przesuwne wzdłuż. Pasy wiatrownicowe mogą być położone nazewnątrz dźwigarów

głównych i podwieszone do wsporników belek poprzecznych, które mogą służyć jako rozpórki dźwigara wiatrownicowego, sprowadzają w jeden punkt na osi mostu nad podporą i tam otrzymują podparcie przesuwne. W punktach A (fig. 388 b) przecięcia się pasów wiatrownicowych z łukiem pasy te winny wolno przechodzić bez żadnego połączenia z łukiem. Pasy górne dźwigara mają zwykle tężniki, które końcami swemi opierają się na ramownice końcowe. W pasie środkowym (w łuku) tężników podłużnych zwykle nie dają; by stężyć pas ten i zabezpieczyć przeciw wyboczeniu, dają tężniki pionowe.

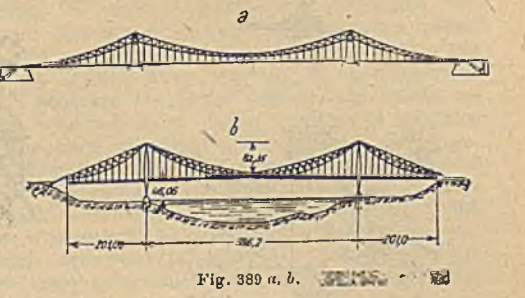
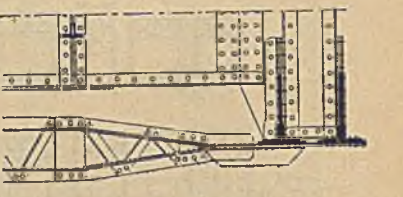


Fig. 389 a, b.

W mostach wiszących z łańcuchami gibkimi tężniki podłużne daje się tylko w poziomie pomostu; co do ustroju tężniki te niczem się nie będą różnić od ustroju tężników w poziomie pomostu mostów łukowych z podwieszoną częścią przejazdową. Na podporach tężniki muszą mieć oparcie przeciw przesunięciom bocznym i swobodne przesunięcie wzdłuż i pionowo. Co się tyczy łańcucha, to ponieważ ten jest tylko rozciągany, przeto stężenia nie wymaga.



Jeżeli do łańcucha gibkiego jest zawieszona belka usztywniająca, to belka ta właściwie przedstawia nic innego, jak tylko belkę zwykłą z jazdą dołem lub górą, przeto i tężniki będą tutaj takie same, jak w mostach zwykłych belkowych: przy jeździe górą, jak w mostach z jazdą górą, i przy jeździe dołem, jak w mostach z jazdą dołem otwartych, gdyż przeważnie tężników górnych nie dają.

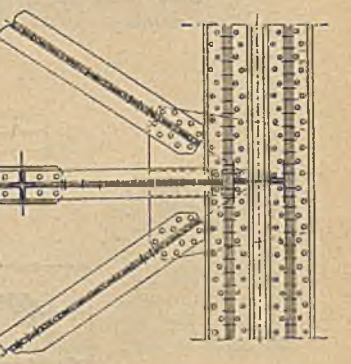


Fig. 390.

Należy zwrócić uwagę, że w tym systemie mostów oba pasy belek są ściskane i rozciągane, i przeto usztywnienie ich tężnikami, by zapobiec wyboczeniu, jednakowo jest niezbędne dla obu pasów. Tylko w mostach o bardzo dużych rozpiętościach, w których łańcuchy stosuje się kratowe (fig. 389 a, b), mogą części tych łańcuchów być ściskane, przeto tam zachodzi potrzeba stosowania tężników podłużnych, oraz poprzecznych między łańcuchami. Ustrój tężników podłużnych, oraz ich połączenie z pasami widać z fig. 390. Na fig. 391 i 392 pokazane jest połączenie tężników przegibnoprzesuwne, gdy tężniki oddają siłę poziomą belce poprzecznej lub rozpórce.

Na fig. 393 a pokazane są różne systemy ramownic w mostach z jazdą dołem; w mostach z jazdą górą ramownice dają przeważnie w kształcie krzyży ukośnych (fig. 393 b) lub półkrzyżulcowe (fig. 393 c).

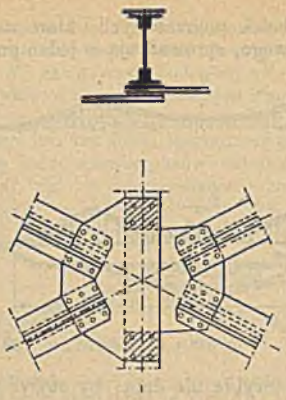


Fig. 391.

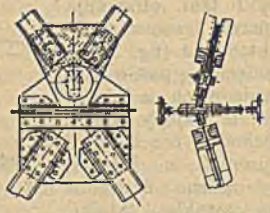


Fig. 392.

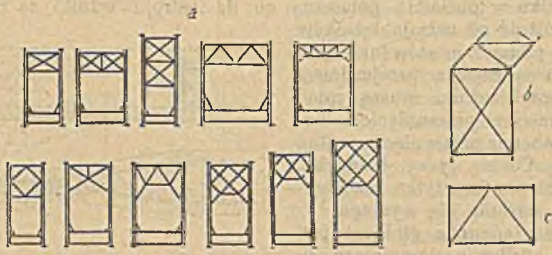


Fig. 393 *a*, *b*, *c*.

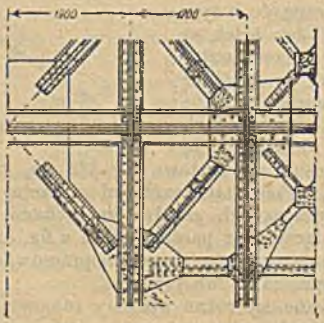


Fig. 394.

Tężniki hamowne. Tężniki hamowne daje się tylko w mostach kolejowych większych rozpiętości lub w mostach, położonych na spadku, oraz w pobliżu stacji kolejowej. W mostach poziomych o niewielkiej rozpiętości na szlaku kolejowym hamowanie pociągu niema miejsca, przeto tężników te nie stosuje się. Siła podłużna, powstająca wskutek hamowania pociągu na moście, oddaje się szynom, które przenoszą ją na mostownice i te na belki podłużne. Belki podłużne wywierają wskutek tego nacisk na belki poprzeczne i te ostatnie wyginają się w planie, jeżeli niema tężników hamownych. Tężniki hamowne mają za zadanie przeniesienia tej siły podłużnej na pasy dźwigarów głównych, które już przenoszą te siły na podpory. Tężniki hamowne urządzają się albo pośrodku danego przęsła, albo też na końcach. Czasem jednak w dźwigarach o dużej rozpiętości, jeżeli belki podłużne są przerwane w dwóch lub kilku miejscach, tężniki hamowne daje się w każdym ucząstku przerwanych podłużnic. Zatem, gdy podłużnice w dwóch punktach mają połączenie przegibno-przesuwne, tężniki

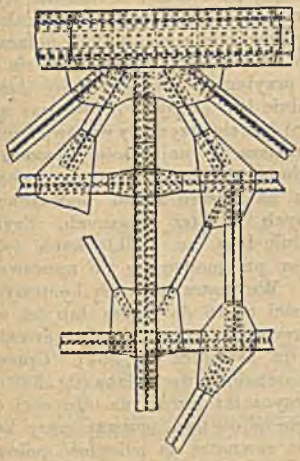


Fig. 395.

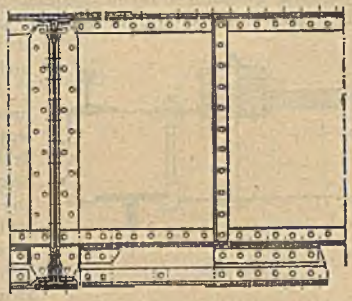


Fig. 396.

hamowne muszą być postawione w trzech miejscach: na końcu i pośrodku. Schematycznie tężniki te pokazane są w planie na fig. 394. Przy tężnikach podłużnych w poziomie jezdni te ostatnie mogą być jednocześnie tężnikami hamownemi, o ile będą odpowiednio połączone z podłużnicami (fig. 394). Na fig. 395 pokazane jest połączenie tężników hamownych z podłużnicami, zaś na fig. 396 tężników podłużnych i jednocześnie hamownych z podłużnicami. Połączenie tężników hamownych z dźwigarami jest takie, jak i tężników podłużnych, i zwykle do ich przynitowania służą te same blachy węzłowe, które łączą wiatrownice z dźwigarami.

IX. Część przejazdowa i chodniki.

Część przejazdowa, czyli pomost składa się z dwóch części: z nawierzchni, tj. tej warstwy zewnętrznej, po której bezpośrednio odbywa się ruch, i z żeber pomostu, tj. belek podłużnych i poprzecznych, na których spoczywa nawierzchnia i które mają na celu przeniesienie sił, otrzymywanych od nawierzchni, na dźwigary główne.

Nawierzchnia mostów kolejowych. Nawierzchnię mostów kolejowych stanowią szyny z kontrszynami i odbojnicami, chodniki pomiędzy szynami

i z boków szyn i wreszcie podkłady, na których spoczywają szyny, względnie dyle podłużne, podtrzymujące szyny. Podkłady leżą albo bezpośrednio na belkach podłużnych, albo na dźwigarach głównych w mostach niewielkich rozpiętości z jazdą górą, albo też na podsypce, która leży na podłożu żelaznem, betonowem lub żelazobetonowem. Nawierzchnię z podsypką stosuje się zwykle do mostów niewielkich rozpiętości (przepustów) na szlaku i w wiaduktach, położonych w miastach, oraz nad drogami z silnym ruchem.

Ustrój nawierzchni w mostach, co do swej stałości i wytrzymałości, powinien zadość czynić tym samym wymaganiom, co i na szlaku. Zatem odległość pomiędzy szynami, oraz ich pochylenie powinno być zabezpieczone. Nawierzchnia powinna być dostatecznie sprężysta, aby przy wejściu pociągu na most nie miały miejsca uderzenia i wstrząśnienia, powinna być dostępna dla dozoru i łatwa do remontu. Nadto na wypadek wykolejenia się bądź to parowozu, bądź jakiegokolwiek z wagonów, koła wykolejone nie powinny się zapadać, lecz mieć możność toczenia się po moście. Ponieważ styki szyn powodują uderzenia kół, przez co otrzymuje się wstrząśnienia całego mostu, przeto na mostach małych rozpiętości winno się unikać połączeń szyn. Na mostach dużych rozpiętości ilość złącz szyn doprowadza się do minimum, stosując długie ogniwa szyn, przytem w stykach szyny łączy się szczelnie bez żadnych luzów, zaś nad podporami daje się przyrządy wyrównawcze.

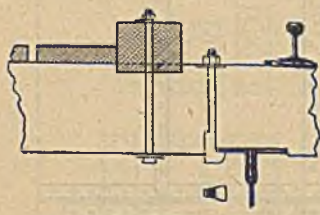


Fig. 397.

Najprostsza i najczęściej stosowana nawierzchnia składa się z szyn, spoczywających na mostownicach (podkładach drewnianych lub też żelaznych. Szyny bezpośrednio leżą na podkładkach żelaznych i są przymocowane do mostownic śrubami. Wewnątrz toru są kontrszyny w odległości od 16 do 25 *cm* lub też odbojnice drewniane, które dają się wewnątrz toru lub też zewnątrz (fig. 397). Czasem dają wewnątrz toru kontrszyny i na zewnątrz odbojnice drewniane (fig. 398 *a*). Tak jedne, jak i drugie ciągną się poza przyczółki mostu na długości od 4,5 do 5 *m*, przytem kontrszyny schodzą się na osi toru, tworząc ostry kąt, zaś odbojnice zewnętrzne rozchodzą się na zewnątrz na odległość połowy szerokości toru (fig. 398 *b*).

Mostownice drewniane są zwykle dwóch długości, krótkie 2,4 *m* i długie 4,8—5 *m*. Na jedną długą przypadają zwykle dwie krótkie lub jedna, w zależności od prześwitu między mostownicami. Jeżeli prześwit ten jest 20 *cm*, to można na jedną długą mostownicę dawać dwie, a nawet trzy krótkie, przy prześwicie około 35—40 *cm* krótkie i długie idą naprzemian, gdyż na długich daje się chodniki i przy znacznej odległości wypadłoby deski dawać znacznej grubości.

Wymiary mostownic są od 20×25 do 24×30 *cm* w zależności od nacisku kół parowozu.

Przymocowanie mostownic długich do belek podłużnych robi się według fig. 398 *c*. Krótkie mostownice mogą być przymocowane do podłużnic hakami (fig. 397), lecz przytem, aby nie mogły się przesuwać wzdłuż podłużnic, winny być odpowiednio wcięte na głębokość 1,5 *cm* w odbojnice i połączone z nimi co druga lub trzecia mostownica śrubami. Czasem oprócz wcięć dają jeszcze krótkie kątowniki $100 \times 65 \times 8$, które biorą się na dwie krętki do mostownic i na jedną do odbojnicy. Długość wkrętek 120 *mm*, średnica 18 *mm* (fig. 398 *a* i *d*). Aby mostownice nie mogły się przesuwać na podłużnicach wpoprzek mostu, winny być wcięte nieco około 12 *mm* w podłużnice. Mostownice, spoczywając na pasach podłużnic, działają na te ostatnie nie osiowo, lecz naciskają na krawędź wewnętrzną pasów podłużnic.

Aby otrzymać osiowe ciśnienie, trzeba dać pośrodku pasa podłużnicy nieszeroką podkładkę (fig. 398 *e*), na której spoczywają mostownice. Jednak wobec niewielkiego dopuszczalnego naprężenia na ciśnienie w mostownicach drewnianych prostopadle do włókien (15 kg/cm^2 dla drzewa iglastego i 30 kg/cm^2 dla drzewa twardego) jest to trudne do urzeczywistnienia. Pod mostownicami trzebaby było dawać specjalne podkładki żelazne. Przy mostownicach żelaznych należy to stosować.

Mostownice żelazne stosują się przeważnie typu Woterena [Vautherin] (fig. 399). Odległość pomiędzy osiami mostownic daje się do 65 *cm*. Aby uchronić od zapadania się kół w razie wykolejenia pociągu na moście,

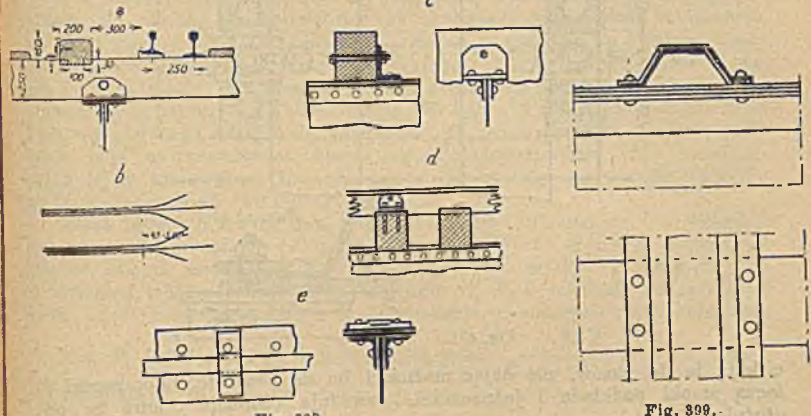


Fig. 398.

Fig. 399.

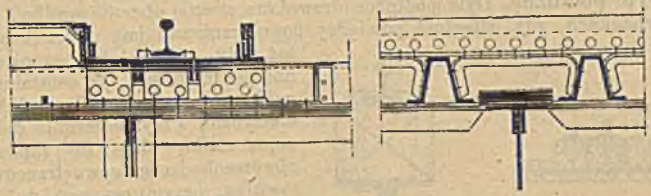


Fig. 400.

pod szyny daje się ceownik i obok szyn dwa zetowniki, których boki, wystające do góry, są nadto wzmocnione kątownikami $150 \times 75 \times 10$. Na fig. 400 pokazany jest tego rodzaju ustrój nawierzchni, zastosowany na mostach przez rzekę Wołgę koło Kazani i Symbirska. Pokrycie nawierzchni zrobione jest z blachy tłoczonej grubości 3 *mm* i wzmocnionej kątownikami $60 \times 30 \times 6$. Stosując woterenówki, trzeba mieć na uwadze, że pochyłe boki pod ciśnieniem szyn mają dążność do rozsuwania się i całe korytko płaszczy się. Przeto, o ile w inny sposób nie jest uniemożliwione rozsuwanie się ścianek bocznych, trzeba pod szynami i między szynami na odległości koło 500 *mm* dawać przewiązki-ściągi. Nadto pod szynami i nad podłużnicami ścianki boczne należy stężać kątownikami choćby $60 \times 60 \times 6$. Szyny tutaj również leżą na podkładkach żelaznych. Aby zmniejszyć szum oraz stworzyć większą elastyczność toru, pod podkładki należy dawać filc asfaltowy lub też wojłok przesycony gudronem i dobrze sprasowany. Dobre połączenie woterenówek z podłużnicami pokazane jest na fig. 318, które było zastosowane w moście przez rzekę Wupper w Müngsten. Jak widać

z fig. 401, mostownice spoczywają tutaj wolno na podłużnicach, cisnąc na nie osiowo.

Poprzeczne blachy B z niewielkiemi wycięciami z boków pozbawiają mostownice ruchów w płaszczyźnie pasów blachownicy, zaś łapki $Ł$ do-

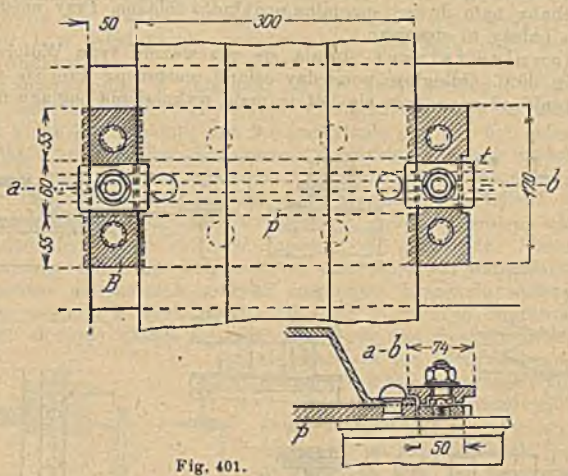


Fig. 401.

ciskają je do pasów, nie dając możności im się podnosić. Poprzeczki P łączą stopki podkładu i jednocześnie powodują ciśnienie osiowe na podłużnice.

Dyle podłużne. Dyle podłużne drewniane stosują obecnie rzadko i tylko w wypadkach, gdy odległość pomiędzy poprzecznicami jest niewielka, albo też, gdy szyny leżą bezpośrednio nad podłużnicami. W ostatnim wypadku dyle tworzą tylko podkładkę elastyczną. Przymocowanie dyli do poprzecznicy daje się zapomocą nierównobocznego zewnętrznego kątownika, przynitowanego do pasa poprzecznicy. Nadto, aby pod działaniem sił poziomych dyl się nie podnosił na poprzecznicy, mocują go do poprzecznicy śrubą pionową od wewnątrz toru. Styki dyli dają tylko nad poprzecznicami i w tym celu do pasów poprzecznicy przynitowuje się w miejscach styków blachy podłużne. By zabezpieczyć od zawalenia się kół w razie wykolejenia się wozu tak z jednej, jak też i z drugiej strony dyla, niosącego szynę, daje się dyle dodatkowe o tej samej wysokości, co i dyl niosący, i oprócz tego na wewnętrznych dylach mocuje się kątowniki kierownicze (fig. 402). Aby nie było zsuwania się dyli wzdłuż mostu, muszą takowe być wcięte w belki poprzeczne. O ile stałość w kierunku poprzecznym, oraz należyta odległość między szynami jest zabezpieczona nad belkami poprzecznemi przez odpowiednie przymocowanie dyli do poprzecznic, to między poprzecznicami stałość ta nie jest zupełnie zabezpieczona. Paczenie się dyli może powodować zmianę odległości między szynami, przeto należy szyny połączyć ściągami żelaznemi tak, aby szerokość

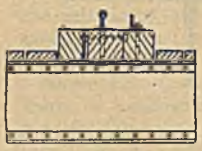


Fig. 402.

Fig. 403.

toru była utrzymana. Dyle, ułożone bezpośrednio na podłużnicach, przymocowuje się zapomocą krótkich kątowników, które tworzą korytko (fig. 403). Do podłużnicy dyle przytwierdzają się pionowemi śrubami w odległości około 0,5 *m* jedna od drugiej; śruby dają się w szachownicy. Szyny do dyli przytwierdzamy zapomocą haków.

Górna płaszczyzna dyla ma pochylenie odpowiednio do pochylenia szyny, około $^1/_{10}$ do $^1/_{20}$.

Obliczenie nawierzchni. Mostownice poprzeczne zwykle obliczamy w trzech założeniach:

1. Podkłady-mostownice dla sztywnej szyny stanowią podpory sprężyste, przeto siła nacisku koła, działając na sztywną szynę, oddaje to ciśnienie na kilka mostownic. Dopuszczalne naprężenie na zginanie nie powinno wtedy przekraczać 90 *kg/cm*^{2} dla drzewa miękkiego i 120 *kg/cm*^{2} dla drzewa twardego. 2. Ciśnienie koła oddaje się całkowicie na jeden podkład przy dopuszczalnych naprężeniach odpowiednio 135 *kg/cm*^{2} i 160 *kg/cm*^{2}. 3. Ciśnienie koła wykolejonego oddaje się całkowicie na jeden podkład, przytem położenie koła na mostownicy bierze się najniedogodniejsze, jakie pozwalają zająć szyny kierownicze lub odbojnice. Naprężenie w ostatnim wypadku może wynosić około 180 *kg/cm*^{2}.

Niech będzie EI i $E_1 I_1$ — sztywność szyny i mostownicy, l — odległość między podłużnicami, c — odległość od podłużnicy do szyny, a — odległość między osiami mostownic, R — nacisk koła na szynę, P_1 — ciśnienie na mostownicę środkową, nad którą stoi koło R, P_2 — ciśnienie na sąsiednie, obok leżące mostownice, P_3 i P_4 — ciśnienie na następne mostownice, to:

$R = P_1 + 2\,P_2 + 2\,P_3 + 2\,P_4$; dalej, jeżeli $\dfrac{E_1 I_1\ a^3}{E\,.\,I\,.\,c^2\,(3\,l - 4\,c)}$ oznaczymy przez k, to możemy napisać:

$P_1 = \dfrac{1+2k}{3+2k}\,R$ i $P_2 = \dfrac{1}{3+2k}\,R$ w założeniu, że siła R oddaje się na trzy mostownice, tj. $R = P_1 + 2\,P_2$.

W założeniu, że siła R rozkłada się na pięć mostownic, mamy:

$$R = P_1 + 2\,P_2 + 2\,P_3;\quad P_1 = \frac{1+18k+7k^2}{5+34k+7k^2}R;\quad P_2 = \frac{1+11k}{5+31k+7k^2}R$$

$$\text{i}\quad P_3 = \frac{1-3k}{5+34k+7k^2}R.$$

Zwykle więcej niż na pięć mostownic ciśnienie koła się nie oddaje. Na ile mostownic oddaje się ciśnienie, zależy od wielkości k.

Jeżeli $k \geq {}^1/_3$, ciśnienie oddaje się na 3 mostownice;
„ $k \geq 0{,}055$, lecz $< {}^1/_3$, ciśnienie oddaje się na 5 mostownic;
„ $k < 0{,}055$, ciśnienie oddaje się na 7 mostownic.

Przeto należy najpierw obliczyć k i w zależności od k znaleźć siłę P_1 ze wzorów poprzednich. Mając zaś P_1, mamy moment gnący $P_1\,c$ i siłę poprzeczną $Q = P_1$, zatem i naprężenia na zginanie $k_g = \dfrac{P_1\,c}{W}$ *kg/cm*^{2} i na ścinanie $k_t = \dfrac{3\,P_1}{2\,b\,h}$, gdzie $b\,h$ jest przekrój mostownicy.

Przy mostownicach żelaznych $k_t = \dfrac{P_1\,S}{2\,\delta\,.\,I}\,\dfrac{e}{e-d}$, gdzie S oznacza moment statyczny połowy przekroju względem osi obojętnej, I — moment bezwładności, δ — grubość ścianki, e — odległość między nitami w ściance mostownicy, d — średnicę nita.

Obliczenie dyli podłużnych. Jeżeli przez a oznaczymy rozpiętość dyla, $E_2 I_2$ jego sztywność, przez: $E_1 I_1$ sztywność szyny S_1 i S_2 momenty statyczne dyla i szyny i przez całkowite M_c i T_c moment gnący i siłę poprzeczną i przez T_2 i T_1 siłę poprzeczną, i przez M_2 i M_1 momenty gnące, które się oddają na dyl i na szynę, wtedy mamy $M_c = M_2 + M_1$; $M_2 = M_c \frac{E_2 I_2}{E_1 I_1 + E_2 I_2}$

i $M_1 = M_c \frac{E_1 I_1}{E_1 I_1 + E_2 I_2}$; $T_2 = T_c \frac{S_1 I_2}{S_1 I_2 + S_2 I_1}$; $T_1 = T_c \frac{S_2 I_1}{S_1 I_2 + S_2 S_1}$;

$$k_g = \frac{M}{W_2}; \quad k_t = \frac{T_2 \cdot S_2}{I_2 \cdot \delta}.$$

Bezpośrednie przytwierdzenie szyn do poprzecznic żelaznych powoduje bardzo silne psucie połączeń nitami żeber pomostu, przeto, jak to już było wskazane, bezpośrednie układanie szyn na mostownice żelazne nie powinno mieć miejsca. Należy pomiędzy szyną i mostownicami dawać podkładki wojłokowe dobrze sprasowane o grubości około 2 *cm* lub też we wgłębienia mostownic wstawiać drewniane krótkie podkłady (fig. 22), wystające nieco ponad mostownice (2—3 *cm*) i do nich przytwierdzać szyny. Podkłady utwierdza się na śruby pionowe, by nie mogły się przesuwać wzdłuż mostownic i podnosić.

Nawierzchnia z podsypką. Do podtrzymania podsypki obecnie w mostach żelaznych stosuje się blachę płaską, falistą, cylindryczną, nieckową,

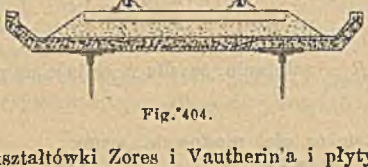


Fig. 404.

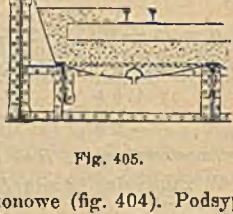


Fig. 405.

kształtówki Zores i Vautherin'a i płyty żelazobetonowe (fig. 404). Podsypka może być położona bezpośrednio na swem podłożu żelaznem (fig. 405), lub też żelazo pokrywa się warstwą betonu z warstwą odwadniającą i dopiero na beton kładzie się podsypkę (fig. 406). Pokrycie podłoża żelaznego warstwą betonu ma tę zaletę, że przedewszystkiem izoluje żelazo od wody deszczowej, następnie stęża je, przez co ciśnienie od podkładów lepiej się rozkłada, szczególniej przy stosowaniu „zoresówek“ i „woterenówek“. Beton łączy je jakby w jedną płytę. Bez betonu kształtowniki, nie będąc niczem ze sobą połączone, otrzymują przy niejednakowem obciążeniu różne ugięcia i tem powodują nierówność toru. Warstwa betonu powinna mieć grubość conajmniej 50 *mm*, a wraz z pokryciem warstwą zaprawy cementowej 60 *mm*. Na warstwę cementową daje się warstwę izolacyjną, która może być z asfaltu, brezentu naklejonego zapomocą gudronu, ruberoidu lub najlepiej z cienkiej blachy ołowianej (0,2—0,3 *mm*) pomiędzy dwiema warstwami papy, również naklejonej zapomocą gudronu i pokrytej gudronem. Aby warstwa izolacyjna nie mogła być uszkodzona przez ostre ka-

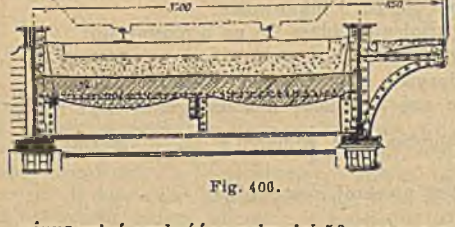


Fig. 406.

mienie nadsypki lub też przy zgartywaniu jej podczas remontu, dobrze jest pokryć ją również warstwą chudego betonu grubości choćby 45—50 *mm* i dopiero na beton dawać podsypkę. Grubość warstwy podsypki winna wynosić od 15—20 *cm*, licząc do spodu podkładu. Warstwa izolacyjna daje się ze spadkiem poprzecznym ku środkowi mostu lub ku bokom. Woda, spływająca po niej, schodzi do rur i rynien. Rynny winny być przeciągnięte do podpór, gdzie przez odpowiednie rury woda odprowadza się do stoków kanalizacyjnych. Jako podtrzymanie podsypki, najlepsza jest blacha nieckowa. Jest ona lżejsza od blachy płaskiej, która wymaga usztywnienia w postaci kątowników, zetowników lub ceowników i nadto większej grubości, niż blacha nieckowa przy tej samej wytrzymałości; blacha nieckowa doskonale stęża most w kierunku poprzecznym, tak że w zupełności zastępuje tężniki poziome. Ilość betonu jednak jest większa, niż przy blachach płaskich, i odwodnienie jest nieco więcej skomplikowane, gdyż każda niecka wymaga w największem swem pogłębieniu oddzielnych rurek do odprowadzenia wody, którąby się dostała przez warstwę izolacyjną. Przy należytej izolacji od wody ogólnej mostu można w nieckach i nie dawać rurek do odprowadzania wody.

Blacha cylindryczna co do swej wytrzymałości mniej więcej odpowiada nieckom, lecz jest mniej sztywna.

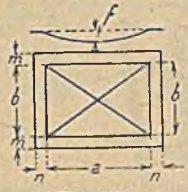


Fig. 407.

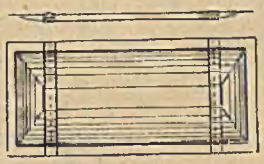


Fig. 408.

Wymiary niecek od $1{,}5 \times 1{,}5$ *m* do $1{,}0 \times 2{,}5$ *m* grubości od 5 do 10 *mm*, strzałka około $\left(\frac{1}{8} - \frac{1}{18}\right) b$, licząc za *b* wymiar mniejszy niecki. Wymiary *a* i *b* (fig. 407), jak również i boki niecek, mogą być dowolne w granicach wyżej wskazanych. Jednak stosowanie różnych wymiarów *a* i *b* niecek przy niewielkich ilościach silnie podnosi cenę jednostki wagi blachy. Przeto przy niewielkich ilościach blach wymiary takowych *a* i *b* należy stosować takie, jakie huty wyrabiają, boki zaś *m* i *n* można stosować różne, gdyż te mogą być różnej szerokości, przy danych matrycach i tłokach. Niecki mogą być wyrabiane i ręcznie i wtedy wymiary ich mogą być dowolne i długość ich może dochodzić do 4 *m*. Ręczne niecki nie są tak dokładne, i przeto rzadko je stosują. Czasem stosuje się niecki złożone, składająco się z trzech części: końce — niecki rozciętej na dwie części i środek — blacha cylindryczna tej samej szerokości i wypukłości, co i niecki. Niecki i blachę cylindryczną nituje się jednym szeregiem nitów, nakładając jedną blachę na drugą, lub też zapomocą nakładki (fig. 408). Żelazo nieckowe daje się czasem wypukłą stroną do góry, pracuje wtedy ono, jak sklepienie. Otrzymuje się lepsze odwodnienie i, czasem, wagę betonu mniejszą, niż przy zastosowaniu wypukłością w dół. Jednak, mając na uwadze, że wklęsłe niecki są znacznie wytrzymalsze, gdyż żelazo pracuje na rozciąganie, gdy tymczasem przy wypukłych, pracując jako sklepienie, jest ściskane, przeważnie stosują niecki wklęsłe, tj. wypukłością skierowane do dołu. Przytwierdzenie żelaza nieckowego, jak również i żelaza płaskiego, wymaga, aby górne pasy żeber pomostu, tj. belek podłużnych i poprzecznych, do których przytwierdzamy żelazo, leżały w jednej płaszczyźnie. Żebra pomostu tworzą zazwyczaj czworoboki prostokątne, równoległoboki lub też trapezy,

a nawet trójkąty w mostach ukośnych, i stosownie do figur, jakie tworzą żebra pomostu, blacha płaska lub nieckowa otrzymuje kształt w planie. Przytwierdzenie blachy może być wykonane według sposobu, pokazanego na fig. 409. Ponieważ żelazo bądź to płaskie, bądź nieckowe lub cylindryczne przy obciążeniu daje rozpór, przeto pas belki, do którego żelazo nitujemy, winien mieć blachę poziomą, aby nie miało miejsce odrywanie się główek nitów poziomych pasa. Gdy się okazuje, że danie blach ze względu na wytrzymałość jest zbyteczne i zbytnioby wagę pomostu podnosiło, wtedy można się zadowolić niewielkiej długości nakładkami na 3 lub 5 szeregów nitów pośrodku rozpiętości belki (fig. 410).

Stosowanie belek walcowanych jest tu zupełnie wskazane, lecz przy szerokości każdego boku nie mniej niż 45 *mm*, zatem dwuteowniki o wysokości najmniej 24 *cm*. Jeżeli wypada stosować mniejsze profile, wtedy lepiej stosować korytka, przytwierdzając blachy według fig. 411.

Porównywując nawierzchnię lekką prętową z nawierzchnią zwartą ciężką na podsypce, możemy wskazać na następujące zalety i wady tych ustrojów.

Przy nawierzchni na podsypce wpływ dynamiczny pociągu na budowę wierzchnią, szczególniej zaś na poprzecznice i podłużnice, jest mniejszy, ponieważ podsypka dla szyn jest podłożem sprężystem. Jednakowość na-

Fig. 409.

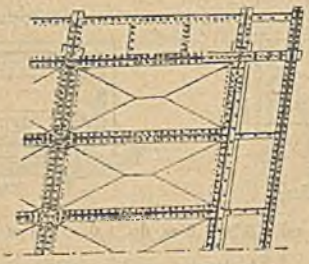


Fig. 410.

Fig. 411.

wierzchni tak na moście, jak i na szlaku nie powoduje uderzeń przy wjeździe pociągu na most, również zwiększenie wagi samego mostu, a zatem zwiększenie stosunku wagi własnej do obciążenia ruchomego, zmniejsza wstrząśnienia. Remont nawierzchni prosty i łatwy i jednakowy, jak na szlaku. W razie wykolejenia się pociągu na moście podsypka zabezpiecza od zapadnięcia się kół, nawierzchnia podsypki jest niepalna i głuszy szum i turkot przechodzącego pociągu. Mając te zalety nawierzchnia z podsypki, przez znaczną wagę zwiększa całą wagę mostu do 2—2,5 razy, wagę zaś żelaza do 25—45%. Ponieważ podsypka pokrywa szczelnie całą konstrukcję żelazną, na której leży, przeto rewizja i malowanie żelaza jest połączone z pewnemi trudnościami, gdyż wymaga czasowego usunięcia podsypki.

Co się tyczy nawierzchni lekkiej prętowej, to obecnie stosuje się przeważnie mostownice poprzeczne na belkach podłużnych. Nawierzchnia z mostownic ma ustrój taki sam, jak na szlaku, wydłużone mostownice dają możność prostego ustroju chodników, trzymają dobrze szerokość toru i pochylenie szyn i przy dość gęstem ułożeniu mostownic zabezpieczają od zapadania się kół wykolejonych. Wymagają natomiast więcej materjału, niż nawierzchnia z dyli podłużnych, i utrudniają nieco stykowanie szyn na moście, gdyż przy odpowiedniem rozłożeniu mostownic trzeba szyny przycinać, aby styki trafiały między mostownicami lub przy danej długości szyn odpowiednio układać mostownice.

Tej ostatniej niedogodności nie ma nawierzchnia z dyli podłużnych, lecz ta ostatnia ma zato wady, dla których stosuje się rzadziej. Mianowicie wskutek paczenia się dyli od działań atmosferycznych odległość między szynami, oraz pochylenie szyn się zmienia. Zejście z szyn koła powoduje zapadnięcie się kół i, co zatem idzie, katastrofę.

Pokrycie pomostu mostów kolejowych przy mostownicach lub dylach drewnianych przeważnie robi się z desek grubości 5—6,5 *cm* i szerokości około 25 *cm*, między deskami daje się odstęp około 2—5 *cm*. Wzdłuż szyn deski winny być tak ułożone, aby zmiana szyn nie wymagała zdjęcia desek. Deski do mostownic przytwierdza się gwoździami. Przy mostownicach deski układa się wzdłuż mostu, przytem chodnik środkowy pomiędzy szynami zawsze kładzie się na mostownicach, zaś boczne chodniki albo na mostownicach wydłużonych (fig. 398 *a*), albo też na specjalnych beleczkach, tak, że tor kolejowy jest uniezależniony od chodników bocznych (fig. 412 i 413). W drugim wypadku wszystkie mostownice są jedna-

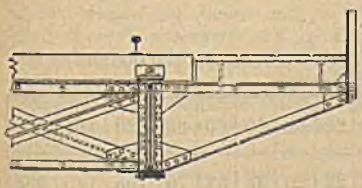


Fig. 412.

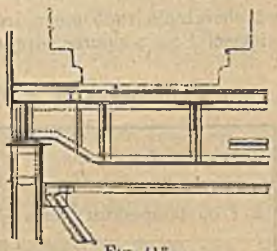


Fig. 413.

kowej długości. Uniezależnienie chodników bocznych od toru ma tę zaletę, że zmiana mostownicy nie wymaga zrywania pokrycia chodników bocznych, i przez to ułatwia się wykonanie naprawy toru. Mostownice krótkie mogą być długości 2,4 *m* przy odległości między podłużnicami 1,8 *m*. Jeżeli odległość między podłużnicami jest 1,80 $m + \Delta$, to długość mostownic winno być 2,4 $m + \Delta$.

Odległość między długiemi mostownicami, podtrzymującemi chodniki, może być sprowadzona do 1,6 *m* i wtedy deska grubości 5 *cm* dopuszcza

Fig. 414.

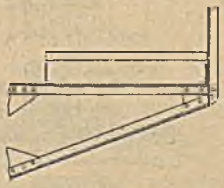


Fig. 415.

obciążenie skupione do 175 *kg* (człowiek, niosący ciężar). Przy mostownicach żelaznych pokrycie robi się przeważnie z blachy tłoczonej grubości około 3 *mm* i usztywnionej kątownikami (fig. 414). Przytem chodniki z boków mogą być urządzone na wydłużonych mostownicach. Jeżeli chodniki boczne nie są związane z mostownicami, wtedy wspierają je lekkie wsporniki, przymocowane do belek podłużnych i podtrzymujące bezpośrednio pokrycie (fig. 412), lub też wsporniki te podtrzymują dodatkowe beleczki podłużne, na których spoczywają poprzecznice, i na tych ostatnich deski podłużne chodników, lub też na beleczkach podłużnych daje się bezpośrednio pokrycie z desek poprzecznych (fig. 415).

Połączenie mostu kolejowego z nasypem. Jeżeli nawierzchnia mostu składa się z podsypki, wtedy połączenie jest bardzo proste. Ponieważ ten rodzaj nawierzchni stosuje się zwykle do mostów małej rozpiętości, dla których przesunięcia dźwigarów głównych od zmiany temperatury w granicach od — 35° C do + 35° C są nieznaczne, zakończenie może być wykonane według fig. 416. Jak widać z tej figury, nawierzchnia zupełnie tutaj się nie zmienia, jakby mostu nie było. Jednak przy mostach większych rozpiętości przesunięcia od zmiany temperatury, oraz od zmiany długości pasa dźwigarów, w poziomie którego leży pomost, od obciążenia ruchomego mogą być dość znaczne. Przy spółczynniku wydłużalności żelaza zlewnego $\alpha = 0{,}0000125$ przy różnicy temperatury 70° C i przy naprężeniu w pasach od obciążenia ruchomego średnio 750 kg/cm^2 przesunięcie dźwigarów o rozpiętości l na podporze otrzyma się:

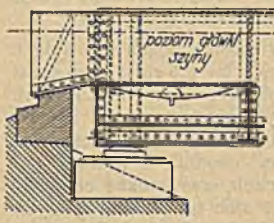


Fig. 416.

$$\Delta l = 0{,}0000125 \times 70\, l + \frac{750}{2150000}\, l = 0{,}000875\, l + 0{,}000286\, l;$$

Rozpiętość l m	10	15	20	25	30	40	60	80	120	160	300
$\Delta_1 l$ od temperatury mm .	9	13	18	22	26	35	53	70	105	140	263
$\Delta_2 l$ od obciążenia ruch. mm	3	4	6	7	9	11	17	23	34	46	86

Z tej tablicy widać, że stosunkowo do niewielkich rozpiętości 30—40 m przesunięcie w jednym kierunku jest niezbyt wielkie, nie przekracza 28 mm,

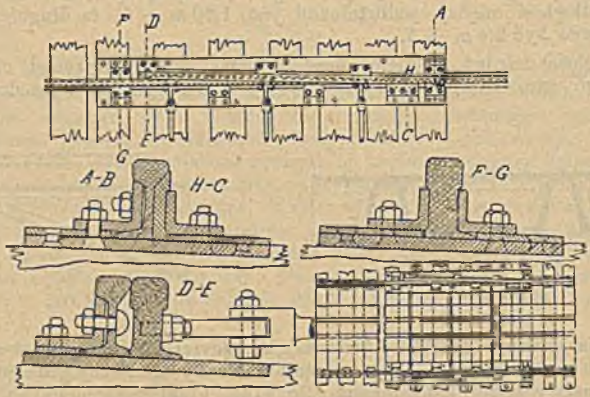


Fig. 417.

i przeto do tych rozpiętości niema potrzeby stosować do szyn przyrządów wyrównawczych. Do większych zaś rozpiętości luz między szynami wypadłby zbyt duży, przeto należy stosować przyrządy wyrównawcze, które winny być stawiane albo bezpośrednio nad podporami ruchomemi dźwigarów, albo też wpobliżu nich. Przyrządy wyrównawcze w mostach jedno-

przęsłowych najlepiej dawać na końcu budowy wierzchniej, nie zaś na ściance przyczółka lub bezpośrednio za ścianką. W mostach wieloprzęsłowych przy belkach rozciętych przyrządy te daje się nad filarami. Przyrząd wyrównawczy z iglicą pokazany jest na fig. 417.

Zakończenie mostu i przejście szyn z mostu na przyczółek winno być takie, aby była zachowana sprężystość toru i aby wstrząśnienia i uderzeniu od kół pociągu były najnieszkodliwsze dla muru przyczółków. Układanie przeto mostownic na przednich ściankach przyczółków i przytwierdzanie do nich szyn (fig. 418) nie jest zbyt dobre, gdyż mostownice nie są dostatecznie elastyczne, aby łagodziły uderzenia w dostatecznej mierze. Lepiej przeto stosować zakończenie według fig. 419 lub jeszcze lepiej według fig. 420. W pierwszym wypadku pokład drewniany służy tylko do podtrzymania podsypki, aby ta nie zsypywała się do niszy łożyskowej, stopa zaś szyny wznosi się nieco nad podkładem około 2 *cm* i spoczywa na podkładzie, który leży na podsypce. W drugim wypadku przednia ścianka przyczółka zakończona jest beleczką żelazną, która podtrzymuje podsypkę, szyna zaś spoczywa na podkładzie na podsypce. W drugim wypadku odległość między podkładem ostatnim na beleczkach podłużnych i podkładem na przyczółku może być dostatecznie mała przy odpowiedniej warstwie podsypki pod tym podkładem.

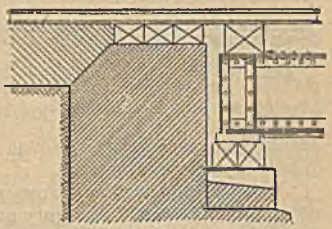


Fig. 418.

Jeżeli budowa wierzchnia jest znacznej wysokości na przyczółku, np. w mostach z jazdą górą dużych rozpiętości, wtedy od zmiany temperatury

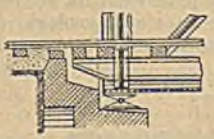


Fig. 419.

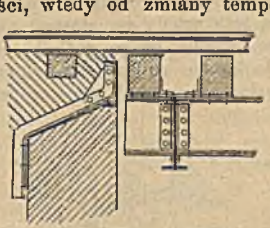


Fig. 420.

otrzymamy podnoszenie się lub opuszczanie szyn, które przy wysokości ustrojowej mostu 30 *m* dochodzić będzie do $\Delta h = + 13\ mm$. Gdyby przeto połączenie pozostawić, jak było wskazane na fig. 420, to otrzymalibyśmy znaczne załamanie toru w płaszczyźnie pionowej. Aby załamanie było możliwie łagodne, należy połączenie mostu z przyczółkami wykonać zapomocą beleczek podłużnych, wspartych na przyczółkach przesuwno przegibnie, zaś z dźwigarami albo przegibnie, albo nawet sztywnie, lecz z warunkiem, że końce, wsparte na przyczółku, nie będą się podnosić ze swych podpór, tj. że obciążenie stałe jest dostateczne, aby ugiąć końce beleczek na wielkość Δh.

Przy obliczaniu beleczek takich należy przyjąć pod uwagę naprężenie dodatkowe wywołane tem ugięciem. Jeżeli długość beleczki jest l i obciążanie stałe p, to mamy:

$$\Delta h = f = \frac{p l^4}{8 E I} = k_g \frac{l^2}{2 E h_1}; \quad k_g = \frac{2 E h_1 \Delta h}{l^2},$$

jeżeli przez h_1 oznaczymy całkowitą wysokość beleczki podłużnej i przez I jej moment bezwładności.

Obciążenie $p = \frac{8 \Delta h . E I}{l^4}$.

Położenie mostu w łuku. Jeżeli most leży w krzywej promienia R, wtedy szyna zewnętrzna wznosi się nad szyną wewnętrzną na wielkość $h = \frac{S v^2}{g R}$, gdzie S jest to szerokość toru, v — szybkość pociągu, g — przyśpieszenie siły ciężkości. Wzniesienie to można osiągnąć przy niewielkiem h nieco większem wcięciem podkładów do podłużnic wewnętrznych, przy znacznej wielkości h daje się podkładki między podkładami i zewnętrzną belką podłużną (fig. 421), lub też na belce podłużnej zewnętrznej kładzie się podłużny dyl przymocowany odpowiednio i w niego wcina się mostownice. W wyżej wskazanych wypadkach belki poprzeczne i podłużne daje się normalnie, jak w mostach na prostej. Zamiast stawiać podkładki pod mostownice, można belki podłużne stawiać pionowo, lecz na różnej wysokości (fig. 422).

Fig. 421.

Fig. 422.

Wreszcie można całą budowę wierzchnią wykonać normalnie, jak w mostach na prostej i postawić dźwigary pochyło: zewnętrzny wyżej od wewnętrznego. Sposób bardzo prosty, lecz nadaje się tylko do mostów o niewielkiej rozpiętości, dla których obciążenie stałe jest bardzo małe w porównaniu z obciążeniem ruchomem. Naturalnie, przy tego rodzaju położeniu dźwigarów siła od obciążenia ruchomego działa równolegle do płaszczyzny dźwigarów tylko wtedy, gdy szybkość odpowiada przyjętemu przechyleniu dźwigarów, przy innych szybkościach siła pociągu nie będzie równoległa do płaszczyzny dźwigarów.

Mosty na wzniesieniu. Dźwigary mostów na wzniesieniach lub spadkach stawia się poziomo lub z pochyleniem, odpowiednio do spadku toru. Łożyska leżą wtedy na ciosach podporowych poziomych i wałki są poziomo położone, wobec czego reakcje otrzymują się pionowe. Ma to jednak tę wadę, że koniec ruchomy dźwigara przesuwa się nie równolegle do toru, lecz poziomo, wskutek tego w połączeniu nawierzchni mostu z nadsypem

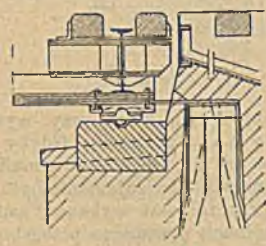


Fig. 423.

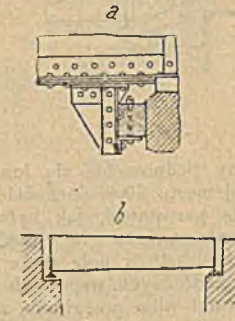


Fig. 424 *a*, *b*.

toru wytwarza się pewna nierówność, która naogół bywa bardzo nieznaczna. Łożysko nieruchome daje się na końcu dźwigarów niżej położonym, przytem zaleca się ten koniec połączyć z przyczółkiem tak, aby nie mógł się zsuwać (fig. 423). W mostach małych można zadawalniać się beleczką drewnianą między wspornikiem, przynitowanym do spodu dźwigarów, i przyczółkiem (fig. 424 *a*).

Jeżeli dźwigary stawiamy na jednym poziomie, wtedy pomost musi mieć odpowiedni spadek, który wytwarza się albo tem, że podłużnicom nadajemy spadek, albo na podłużnicach poziomych dajemy dyle klinowe na pasach

ze stoczystością górnej powierzchni dyla odpowiednio do spadku toru. Najmniejsza grubość dyla 60—65 *mm*.

W mostach niewielkich rozpiętości z jazdą górą można również pas górny dać z pochyleniem, czyli nadać blachownicy kształt trapezowy (fig. 424 *b*).

Nawierzchnia mostów drogowych. Część przejazdowa mostów drogowych co do żeber pomostu, oraz podłoża, podtrzymującego nawierzchnię, nie różni się od części przejazdowej mostów kolejowych. Różnica jest dość duża tylko w pokryciu nawierzchni jezdni oraz chodników. Pokrycie nawierzchni jezdni z desek (dyli) podłużnych lub poprzecznych daje się zwykle na podłożu również z desek poprzecznych lub podłużnych w zależności od żeber pomostu. Grubość dyliny wierzchniej stosuje się zwykle od 5 do 6,5 *cm* i szerokość od 20 do 25 *cm*. Nawierzchnię z jednej warstwy dyli daje się rzadko i to tylko na mostach o bardzo słabym ruchu, gdy raczej liczyć trzeba na gnicie desek, a nie na ścieranie od jazdy. Przy pojedynczej warstwie deski winny być nieco grubsze, niż wypadają według obliczenia, gdyż zawsze trzeba mieć zapas na ścieranie około 1—1,5 *cm*. Przy podwójnej warstwie dolna warstwa jest warstwą niosącą, zaś górna jej pokryciem, które chroni warstwę dolną od uszkodzenia przez wozy, jadące po moście, oraz do przenoszenia ciężarów skupionych w postaci kół wozów na dwie lub więcej desek dolnych. Przy silnym ruchu górna warstwa winna mieć grubość około 5—6,5 *cm*. Jak już było wspomniane, górną warstwę daje się poprzeczną lub podłużną. Poprzeczne deski mniej się ścierają od jazdy, dają lepsze oparcie kopytom końskim, lepiej ścieka woda po nich przy spadku pomostu poprzecznym, lecz gorzej przy spadku podłużnym. Podłużne deski dają mniejszy opór koniom, spokojniejszą jazdę po moście, lepszy ściek wody przy spadku podłużnym i, choć więcej się niszczą od jazdy, niż deski poprzeczne, lecz zato ścieranie się tych desek jest przeważnie w określonych miejscach, wstęgach, zmiana tych desek jest łatwa, i nie wymaga zamiany pokrycia na całej szerokości mostu, jak to ma miejsce przy pokryciu poprzecznem, gdzie wyżłobienie desek w pewnych tylko miejscach wymaga jednak zamiany desek na całej szerokości mostu. Dlatego też, jeżeli przyjąć pod uwagę możność częściowej reperacji desek podłużnych, to naogół okazuje się, że pokrycie podłużne choć jest mniej trwałe niż poprzeczne, to jednak może być naogół tańsze od poprzecznego. By uchronić górne deski od szybkiego niszczenia, dobrze jest na mostach o silnym ruchu kołowym dać podłużne wstęgi z blachy cienkiej o szerokości 40—50 *cm*, odpowiednio do szerokości kolei wozów. Jeżeli do mostu podchodzi szosa, wtedy lepiej od mostu na długości około 10 *m* szosę zamienić brukiem zwykłym. Z szosy bowiem drobne i ostre kamyki przenoszą się na most i szybko niszczą pokrycie jego deskowe, nadto, ścierając się na moście, tworzą miał, który od deszczu przeistacza się w śliskie błoto, robiąc jezdnię niebezpieczną dla jazdy. Górną warstwę dyli daje się przeważnie z drzewa miękkiego iglastego. Pokrycie drzewa twardego jest znacznie droższe, nadto drzewo twarde od jazdy szybko się wygładza i jazda staje się niebezpieczną. Deski górne układa się szczelnie i winny one być suche. Mokre deski po uschnięciu dają szczeliny, które powodują szybkie niszczenie desek. Dolna warstwa, niosąca, może być z desek lub dyli w zależności od odległości między żebrami pomostu, na których spoczywa. Dolne deski kładą się z odstępem około 2,5—3 *cm*. Styki ich dajemy na osi mostu, jeżeli leżą wpoprzek mostu. Przytwierdzenie dolnych desek do żeber pomostu żelaznych może być wykonane według fig. 425 *a*, *b*, *c*, *d*. Przy belkach drewnianych, ułożonych na belkach żelaznych, deski przybija się wprost gwoździami.

Przy pokryciach z kostki drewnianej, kamiennej, asfaltu, bruku zwyczajnego z kamienia polnego, podłoże zwykle jest betonowe, wyłożone na blachach płaskich, falistych, cylindrycznych, nieckowych, na kształtownikach Zores i Woterena. Grubość betonu i pokrycie go warstwą izolacyjną z po-

kryciem takowej betonem, by zabezpieczyć warstwę izolacyjną od uszkodzeń, jest takie same jak w mostach kolejowych. Jezdnia mostów drogowych daje się zwykle ze spadkiem poprzecznym. Przy dwóch dźwigarach wypukłość tę wytwarza się w ten sposób, że pasom górnym belek poprzecznych nadaje się kształt odpowiednio do wypukłości nawierzchni (fig. 425 *e*), przy kilku dźwigarach z jazdą górą wypukłość osiąga się przez pogrubianie warstwy betonu ku środkowi mostu (fig. 425 *f*).

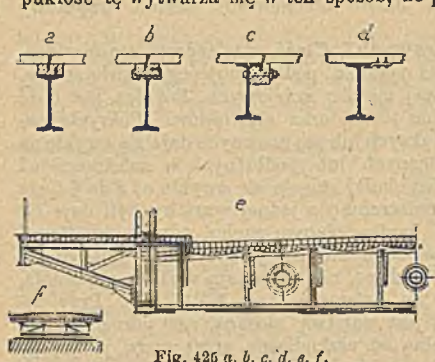


Fig. 425 *a, b, c, d, e, f.*

Jezdnia chodników winna być oddzielona przy pokryciu z desek specjalną beleczką odbojnicową, nadto chodniki winny się wznosić nad jezdnią na 12—15 *cm*. Przy pokryciach innych dają się zwykle specjalne kamienie krawężnikowe naturalne lub sztuczne. Koło krawężników jezdni daje się czasem kamienie żłobkowe, które służą jako rynsztoki do ścieku wody. Na mostach o znacznej długości odprowadzanie wody wzdłuż mostu bocznemi rynsztokami jest niemożliwe. Przy znacznych ulewach woda zalałaby cały most, przeto odprowadza się ją zapomocą rur pionowych lub pochyłych (fig. 426, 427) do

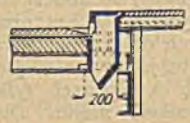


Fig. 426.

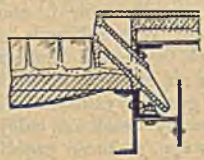


Fig. 427.

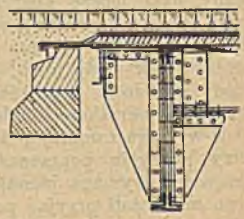


Fig. 428.

rynien, umieszczonych pod pomostem, które odprowadzają wodę do przyczółków i filarów.

Przerwa nawierzchni i jej połączenie. We wszystkich miejscach, gdzie dźwigary główne, względnie belki podłużne, mają połączenia przegibne lub przegibno przesuwne, nawierzchnia części opartej przegibnie powinna być przerwana. Przerwa jest niezbędna, aby umożliwić pracę przegubów. Połączenie zaś nawierzchni w miejscach przerw winno być takie, aby, zadość czyniąc ciągłości pokrycia mostu, jednocześnie nie krępowało swobody ruchów przegubów. Przerwy zatem takie są niezbędne na końcach dźwigarów nad łożyskami lub w ich pobliżu, w miejscach połączeń belek łączących ze wspornikami, w miejscach przegubów mostów łukowych lub belkowych przegubowych i w miejscach zastosowania połączeń przegibno przesuwnych belek podłużnych.

Nad podporami nieruchomemi mostów belkowych pokrycie pomostu może być wykonane bez przerwy i tylko podłoże, podtrzymujące nawierzchnię pomostu, powinno być przerwane. Na podporze nieruchomej wahania są tak nieznaczne, że specjalnego połączenia nawierzchni budowy wierzchniej z podporami niema potrzeby dawać. By podtrzymać pokrycie, dostatecznie dać blachę płaską, przymocowaną jedną krawędzią do skrajnej belki poprzecznej, drugą zaś swobodnie położoną na ciosy ścianki podporowej (fig. 428), lub na blasze, przymocowanej do muru podpory. Jeżeli podłoże nawierzchni składa

się z kształtowników, wtedy końce kształtowników mogą być wysunięte poza skrajną belkę poprzeczną i wsparte na podporze (filarze lub przyczółku; fig. 429). Skrajna belka poprzeczna powinna być w niewielkiej odległości od ścianki podpory. Aby nie dawać czasem specjalnej belki poprzecznej na wspornikach dość wystających, można wysunąć kamienie podpory (fig. 430), lecz wtedy kamienie pewinny być odpowiednich wymiarów tak, aby pod obciążeniem ruchomem wystający kamień nie mógł się wywrócić. Przy pokryciu z dyli połączenie można wykonać według fig. 431 lub fig. 432.

Nad przegubami dźwigarów łukowych trzeba przerywać i odpowiednio łączyć nie tylko podłoże nawierzchni, lecz i pokrycie. Przesunięcia nad przegubami zależą tutaj od odległości od osi przegubu do wierzchu nawierzchni, nad podporami, gdzie ta odległość może być dość znaczna, przesunięcia są również znaczne, w kluczu zaś są niewielkie. Przerwa nawierzchni i połączenie można wykonać według fig. 433 *a*. Na końcach

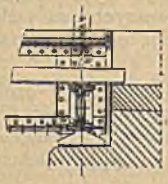


Fig. 429

Fig. 430.

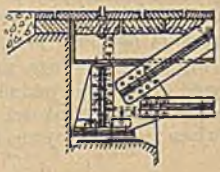


Fig. 431.

Fig. 432.

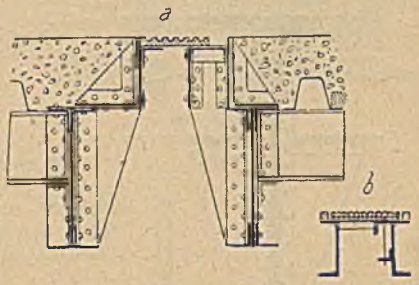


Fig. 433.

przeciwległych dźwigarów są belki poprzeczne, podtrzymujące podłoże, na belkach tych są postawione beleczki poprzeczne, które zakończają pokrycie. Luz pozostawiony pomiędzy temi beleczkami przekryty jest blachą żeberkową przymocowaną z jednej strony. Ponieważ blacha żeberkowa szybko się ściera i wygładza i wymaga zmiany, przeto lepiej dawać blachę tłoczoną niewielkiej grubości około 8 *mm* i pod nią blachę grubą, niosącą, wtedy tylko wierzchnia blacha się zmienia, dolna zaś może pozostawać bez zmiany. Przy znacznych przesunięciach blacha przekrywająca może być wolno położona na beleczkach i, aby się nie podnosiła, odpowiednio zamocowana (fig. 433 *b*). Aby jednak przesunięcie nie było jednostronne, można dać połączenie tych blach z beleczkami zapomocą śrub, które pozwalają blasze na jednostronne przesunięcie tylko do pewnej granicy. Tego rodzaju połączenie naewrzchni może być zastosowane i przy połączeniu budowy wierzchniej piodporami nad łożyskami przesuwnemi.

Połączenie zapomocą grzebieni. Do beleczek poprzecznych końcowych przytwiecrdza się specjalne odlewy stalowe, które zakończone są zębami. Zęby grzebienia jednej beleczki okalającej wchodzą między zęby

przeciwległego grzebienia (fig. 434), lub nawet kładą się na przeciwległym grzebieniu i tym sposobem każdy ząb pracuje przy nacisku ciężaru ruchomego, jako beleczka jednym końcem zamocowana i drugim wolno podparte. Zamiast odlewów całych grzebieni można do beleczek okalających przytwierdzić stalowe lane zęby (fig. 435). Górna krawędź beleczek poprzecznych, okalających pokrycie, powinna odpowiadać linji górnej przekroju poprzecznego nawierzchni mostu.

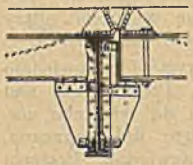


Fig. 434.

Fig. 435.

W mostach belkowych wieloprzęsłowych połączenie dwóch przęseł jednego filara może być wykonane zapomocą belek podłużnych, przynitowanych do belek poprzecznych nad podporą jednego przęsła i wolno wspartych z możnością przesunięć na belce skrajnej poprzecznej drugiego przęsła (fig. 436).

Obliczenie podłoża nawierzchni. Jeżeli przez δ oznaczymy grubość podsypki i betonu na jakimkolwiek podłożu, nie włączając do wielkości δ grubości podkładu, wysokości kostki drewnianej lub kamiennej, to ciśnienie R, działające na płaszczyznę $b_1 . b_2$ rozpościera się przez podsypkę i beton na

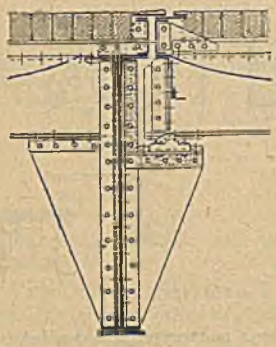


Fig. 436.

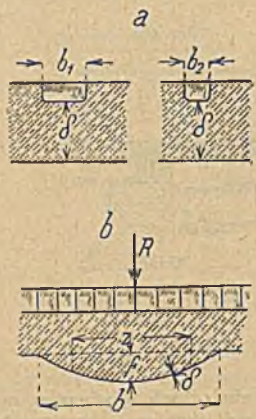


Fig. 437 *a*, *b*.

płaszczyznę $[b_1 + 2\delta][b_2 + 2\delta]$ (fig. 437 *a*). Zatem ciśnienie na ednostkę kwadratową podłoża będzie:

$$\frac{R}{[b_1 + 2\delta][b_2 + 2\delta]}.$$

Żelazo nieckowe. Jeżeli przyjmiemy wielkości oznaczone na fig. 437 *b* i przez z oznaczymy szerokość, na którą rozkłada się siła R i przez δ grubość żelaza nieckowego, przez k dopuszczalne naprężenie, to dla określenia grubości δ można korzystać ze wzoru Häselera:

$$R = \frac{32\,k\,\frac{a}{b}\left|1 + \frac{b^4}{a^4}\right| \cdot \delta^2}{9 - 24\,\frac{z}{b} + 18\,\frac{z^2}{b^2} - 3\,\frac{z^4}{b^4} + \left(7{,}5 - 5\,\frac{z^2}{b^2} + 1{,}5\,\frac{z^4}{b^4}\right)\frac{\delta}{f}}.$$

Gdy $z = b$, obciążenie równomiernie rozłożone:

$$R_1 = 8k\frac{a}{b}\left|1+\frac{b^4}{a^4}\right|f^3.$$

Odległość między nitami:

$$l_1 = 16\pi\frac{a}{b}\left[1+\frac{b^4}{a^4}\right]\frac{k_1 f d^2}{R\left(15+3\frac{z^4}{b^4}-10\frac{z^2}{b^2}\right)},$$

zwykle $l_1 = \cdot\cdot 5d$.

Dla żelaza cylindrycznego można korzystać z tychże wzorów zakładając, że $\frac{a^4+b^4}{a^4} = 1$.

Chodniki i poręcze. Chodniki w mostach kolejowych są niezbędne tylko dla przejścia przez most obsługi kolejowej, o ile most nie ma służyć jednocześnie i dla pieszych. W pierwszym wypadku, jak to już było mówione o pokryciu mostów kolejowych, chodniki daje się z boków toru i między szynami. W mostach z jazdą dołem, jeżeli odległość między dźwigarami jest niewielka, czasem daje się specjalne chodniki na wystających na zewnątrz wspornikach (fig. 438). Jeżeli jednak most ma służyć dla ruchu kolejowego i jednocześnie dla pieszych, wtedy chodniki winny być zupełnie oddzielone od jezdni tak, aby przechodzący przez most nie mógł się dostać na jezdnię mostu. Chodniki w tym wypadku robi się na zewnątrz na wspornikach; winny one być oddzielone od jezdni poręczami, przytem dość gęstemi.

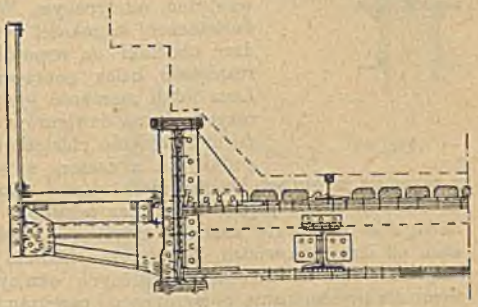


Fig. 438.

Poręcze na mostach kolejowych, nieprzeznaczonych dla pieszych, mogłyby nie być ustawiane, jednak na mostach większych rozpiętości i na mostach wysokich lepiej je dawać. Poręcze składają się z trzech części: ze słupków, pochwytu i ścianki czyli zapełnienia między słupkami, pochwytem i chodnikiem. Słupki stawia się w odległości około 2 m; mają one wysokość od poziomu chodnika 1,00—1,20 m; przytwierdza się słupki do końców mostownic (fig. 439 a), albo do końców wsporników (fig. 439 b), lub też do beleczki podłużnej krawężnikowej (fig. 439 c), o ile niema obawy, że beleczka może się skręcić pod naciskiem poziomym słupka. W mostach z jazdą dołem poręcze mogą być przytwierdzone do pasa dolnego. Jako słupki poręczy może tutaj służyć krata dźwigarów, do której przytwierdza się pochwyt poręczy. Słupki robi się z kątowników lub korytek, pochwyt może być z kątownika lub z żelaza okrągłego. Pomiędzy pochwytem i chodnikiem daje się zwykle jeden pręt. Słupki i poręcze w mostach kolejowych nie-

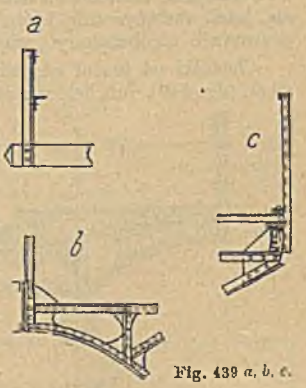


Fig. 439 a, b, c.

przeznaczonych dla pieszych, wystarczy obliczać na poziome ciśnienie 50 *kg*. Poręcze ciągną się zwykle i na całej długości przyczółków.

W mostach drogowych w miejscowościach o dużym ruchu winno się stosować chodniki najmniej 0,75 *m* szerokości. Chodnik powinien się wznosić nad jezdnią na 12—15 *cm*. Pokrycie chodników może być z desek, płyt betonowych, kamiennych, ceramikowych lub asfaltu. W mostach z jazdą górą umieszcze się chodniki zwykle na wspornikach, przytem albo całkowicie (fig. 440), albo też częściowo (fig. 441). Częściowo zwykle wtedy, gdy chodniki są znacznej szerokości (kilka metrów) i wsporniki wypadałyby zbyt długie, co mogłoby utrudnić ich konstrukcję, i niekorzystne pod względem estetycznym. W mostach z jazdą dołem przy dostatecznej szerokości jezdni również dogodniej urządzać chodniki na wspornikach, zmniejsza to bowiem rozpiętość belek poprzecznych, a zatem i ich wagę. Lecz jeżeli szerokość jezdni jest stosunkowo niewielka, rozpiętość zaś dźwigarów znaczna, to może się okazać, że umieszczenie chodników między dźwigarami jest dogodniejsze, a czasem nawet nieodzowne, ze względów sztywności mostu w płaszczyźnie poziomej. Dogodniejsze może być dlatego, że chociaż waga poprzecznic, oraz tężników wzrasta, zato waga samych dźwigarów może się znacznie zmniejszyć, wskutek zmniejszenia sił w pasach od działania wiatru. Zewnętrzne chodniki przy odpowiednich kształtach wsporników, oraz beleczek podłużnych okalających, łącznie z uwidocznionemi architektonicznie opracowanemi poręczami, stanowią upiększenie mostu. Przy stosowaniu wsporników do podtrzymania chodników należy pamiętać, że największe ciśnienie na dźwigar, przylegający do danego chodnika, otrzyma się, jeżeli obciążyć całą jezdnię i tylko jeden chodnik, zaś chodnik oddalony pozostawić nieobciążonym ciężarem ruchomym.

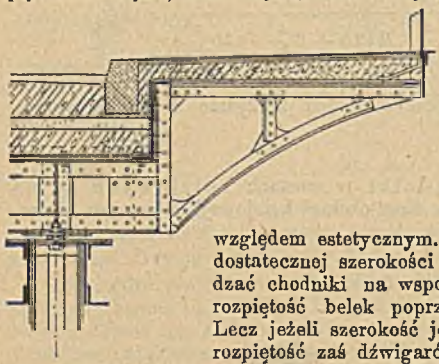


Fig. 440.

Chodniki od jezdni odgradzają się specjalnemi kamieniami krawężnikowemi (fig. 440), lub beleczkami, jeżeli i chodniki i jezdnia pokryte są deskami,

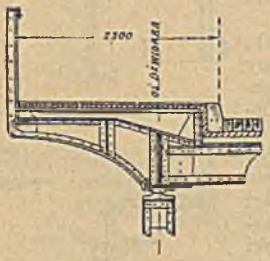


Fig. 441.

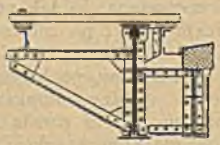


Fig. 442.

lub beleczkami żelaznemi że żłobkami z korytek do odprowadzenia wody z mostu (fig. 442). Poręcze w mostach drogowych są koniecznością a jednocześnie winny być ich ozdobą.

Ponieważ w mostach drogowych ciśnienie może być dość znaczne, przeto przy obliczaniu poręczy przyjmuje się ciśnienie poziome od 80 do 100 *kg* na metr bieżący. Takie ciśnienie zupełnie wystarcza, chociaż oczywiście tłum może wytworzyć i znacznie większe. W tych jednak wypadkach naprężenie

może dojść swobodnie do granicy sprężystości, a nawet i przekroczyć ją. Zresztą, gdy ciśnienie dojdzie do wielkości, że słupki zaczną się łamać, wtedy bliżej stojący koło poręczy będą zgnieceni. W poręczach obliczeniu podlegają słupki, ich przytwierdzenie do żeber pomostu lub do podpór i pochwyt, który przyjmuje się, jako belkę swobodnie wspartą na dwóch podporach i obciążoną równomiernie siłami poziomemi $p = (80 — 100)$ *kg/m* b.

Słupki poręczy mogą być żelazne z żelaza płaskiego lub okrągłego lub z kształtówek: kątowników, teowników lub ceowników lub też specjalnych kształtów lane z żeliwa. W ostatnim wypadku zwykle o przekroju rurowym i ściankach grubości od 20 do 10 *mm*. Zwykle grubość ścianek u dołu jest większa i u góry słupka mniejsza (fig. 443 *a*, *b*).

Przytwierdzenie słupków poręczy jest rozmaite w zależności od ich przekroju i konstrukcji żelaznej, ograniczającej chodniki na zewnątrz (fig. 412, 439 *a*, 439 *b*, 439 *c*, 444).

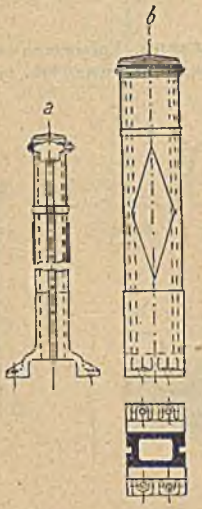


Fig. 443.

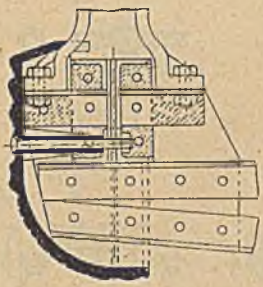


Fig. 444.

Pochwyt powinien być form zaokrąglonych. Najprostszy przekrój pochwytu jest kątownik (fig. 439), ceownik (fig. 445 *a*), lub rura okrągła walcowana (fig. 445 *b*). Więcej skomplikowane przekroje mamy na fig. 445 *c*, *d*, *e*. Ostatni profil pochwytu, walcowany w Hucie Bankowej, stosowany był do mostów w Petersburgu, jest dość lekki (12,8 *kg/m*) i kształtny. Według fig. 445 *d* pochwyty są różnych wymiarów, pokazanych w tablicy 8.

Tablica 8.

Profil pochwytu	Wymiary w *mm*					Pole przekroju w *cm*	Waga 1 *m* b. *kg*
	Nr.	*B*	*H*	*b*	*h*		
Por. fig. 445 *d*.	4	40	18	20	10	4,2	3,3
	6	60	27	30	15	9,4	7,3
	8	80	36	40	20	16,7	13,0
	10	100	45	50	25	26,1	20,4
	12	120	54	60	30	37,5	29,3

Przytwierdzenie pochwytu do słupków może być według fig. 445 *f* na wkrętkę. Na fig. 445 *g* pochwyt przechodzi przez otwór w słupku i sam jest przytwierdzony do kraty poręczy, która ze słupkami połączona jest na całej swej wysokości i na dole z belką podłużną, okalającą chodniki.

Krata poręczy powinna być dość gęsta, by dziecko nie mogło głowy przesunąć przez kratę, i jednocześnie dość mocna, by nie można jej kolanami wyłamać lub wygiąć. Co się tyczy rysunku kraty, to takowy winien być ładny, odpowiadać całości budowli, a czasem i charakterowi przyległych budynków, i powinien być wykonany przez odpowiedniego architekta, jak również i nadanie formy zewnętrznej mostu miejskiego powinno być dokonane przez inżyniera łącznie z architektem.

We wszystkich miejscach, gdzie konstrukcja żalazna mostu jest przerwana, gdzie nawierzchnia przerywa swą ciągłość, poręcze również winny być przerwane i tak urządzone, by w tych miejscach mogły mieć przesunięcia wzdłuż mostu.

Połączenie belek podłużnych z poprzecznemi. Połączenie belek podłużnych do poprzecznych może być głuche, stałe, sztywne, lub też prze-

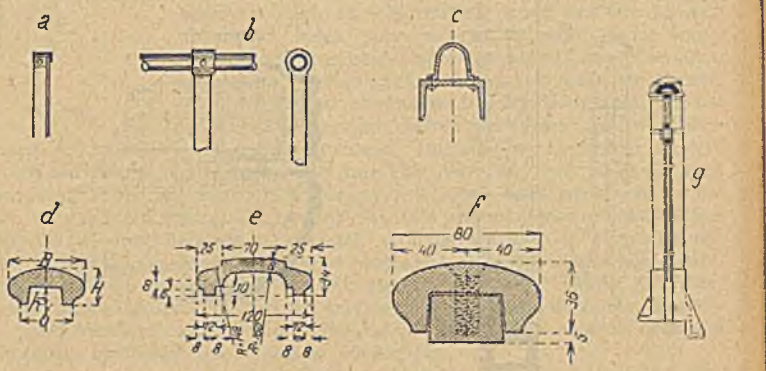


Fig. 445 *a, b, c, d, e, f, g.*

gibne i przegibno przesuwne. Przegibne i przegibno przesuwne stosuje się wtedy tylko, gdy cały pomost musi być przerwany, co ma miejsce nad podporami, nad przegubami dźwigarów, w mostach łukowych z jazdą dołem lub pośrodku, by belki podłużne nie pracowały jako ściąg łuku, wreszcie w mostach belkowych dużych rozpiętości (80 i więcej *m*), by belki podłużne, zmuszone się rozciągać wskutek wydłużeń pasów od obciążenia ruchomego, nie wyginały zbytnio w planie belek poprzecznych. W innych wypadkach belki podłużne łączymy z belkami poprzecznemi sztywno, tj. na nity.

W zależności od położenia belki podłużnej względem belki poprzecznej możemy mieć następujące sposoby połączenia:

1. Belka podłużna leży na belce poprzecznej (fig. 446). W miejscu zetknięcia belek łączymy je na nity, i tak podłużnicę, jak i poprzecznicę usztywniamy kątownikami pionowemi.

2. Podłużnica wznosi się nieco nad belką poprzeczną (fig. 447). Stosuje się, gdy belki poprzeczne są wnitowane między pasami dźwigarów i tężniki podłużne trzeba przepuszczać przez podłużnice. Podłużnica powinna się wznosić nad pasem poprzecznicy conajmniej na podwójną wysokość boku kątownika pasowego podłużnicy, by można było dodać kątownik *a* (fig. 378).

Styki kątowników belek podłużnych mogą być albo nad poprzecznicą, albo lepiej, na odległości połowy długości nakładki kątowników pasowych.

3. Pasy górne podłużnic i poprzecznic leżą w jednym poziomie (fig. 448 *a*). Przymocowanie podłużnic do poprzecznic wykonywuje się zapomocą kątowników pionowych, które jednocześnie usztywniają środnik poprzecznicy. Kątowniki te albo się nagina na kątowniki pasowe poprzecznicy, albo stawia się na podkładki wyrównawcze. Kątowniki pasa dolnego podłużnicy nagina się na boki kątowników pionowych dla usztywnienia. By nity górne poziome poprzecznicy nie pracowały na rozrywanie, pasy podłużnic winny być połączone nakładkami przynajmniej na 3 szeregi nitów.

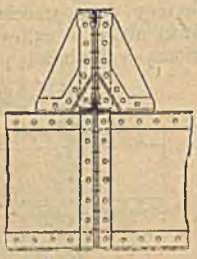


Fig. 446.

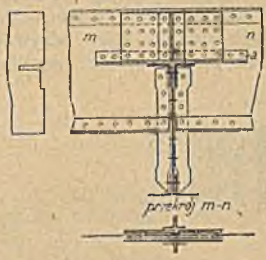


Fig. 447.

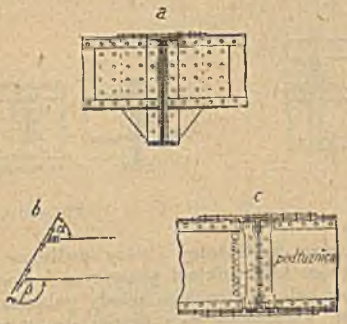


Fig. 448 *a, b, c.*

Wielkość boków kątowników pionowych, które łączą jedne belki z drugiemi, zależy od rozpiętości belek i od obciążeń. W mostach kolejowych, gdzie obciążenia są znaczne, kątowniki te winny być silniejsze, niż w mostach drogowych. Przy długości belek podłużnych od 4 do 6 *m* kątowniki winny być nie mniejsze niż $90 \times 90 \times 9$, przy większej długości kątowniki winny być $130 \times 85 \times 10$ lub nawet $150 \times 100 \times 10$, przytem szerszy bok obejmuje środnik podłużnicy dwoma szeregami nitów. Najmniejsze kątowniki dla małych długości podłużnic około 2 *m* mogą być $80 \times 80 \times 9$. W mostach drogowych do przytwierdzania beleczek małych drugorzędnych można stosować kątowniki i $65 \times 65 \times 8$. Należy jednak pamiętać, że w kątownikach pionowych często nity wypada stawiać w jednym i drugim boku w jednym przekroju i wtedy stosunkowo dobrze daje się postawić takie nity w kątownikach conajmniej 80×80.

Jeżeli belki jedne podchodzą do drugich nie pod prostym kątem (w mostach ukośnych), wtedy kątowniki te jedne są zwarte (fig. 448 *b*, α) i drugie rozwarte (fig. 448, *b* β). Szerokość boków wtedy zależy od wielkości kąta ostrego i od grubości nitowanej części. Bok winien być taki, aby można było włożyć nit w dziurę od strony zwartej, co w każdym poszczególnym wypadku winno być zbadane. Boki kątowników w różnych miejscach mogą być wtedy różne.

Jeżeli podłużnica i poprzecznice są jednej wysokości, wtedy oba pasy belek podłużnych łączy się nakładkami (fig. 448 *c*). W belkach niskich, gdy wysokość belki jest za mała do rozmieszczenia nitów w środniku podłużnicy, można zastosować nity wielocięte (fig. 449 *a*), lub też połączenie wykonać zapomocą blach węzłowych (fig. 449 *b*), lub dodatkowych wsporników (fig. 450 *a*). Ponieważ w płaszczyźnie zamocowania podłużnicy do poprzecznicy panują momenty gnące ujemne, które odrywają główki nitów w kątownikach pionowych, przeto można zrobić szczelinę poziomą w środniku poprzecznicy

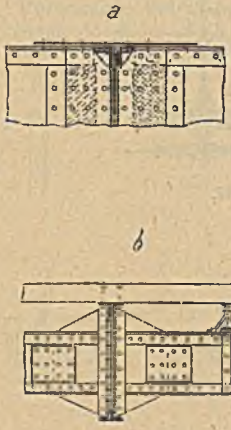


Fig. 449 *a*, *b*.

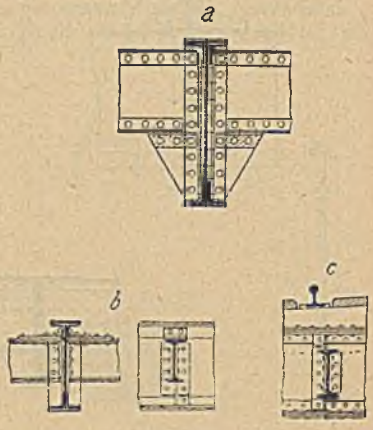


Fig. 450 *a*, *b*, *c*.

na poziomie pasa górnego podłużnicy i pasy podłużne połączyć nakładką z odpowiedniem stężeniem kątownikiem poziomym i pionowym (fig. 450 *b*).

Jeżeli podłużnice są belki walcowane, wtedy połączenie można wykonać według fig. 450 *c*: jeden z kątowników z każdej strony poprzecznicy należy dawać na całej wysokości poprzecznicy, aby stężyć tę ostatnią i zapobiec wyginaniu się środnika przy uginaniu się podłużnic, boki poziome podłużnicy z jednej strony muszą być wtedy ścięte.

Wyżej wskazane sposoby połączeń podłużnic z poprzecznicami oczywiście mogą być stosowane i do połączeń wogóle jednych belek do drugich.

Połączenie przegibne i przesuwne. Połączenie przegibne i przesuwne powinno dawać możność niewielkiego obrotu belki i przesunięcia wzdłuż osi, natomiast beleczka nie powinna mieć możności ani się podnosić, ani też się przesuwać w kierunku poprzecznym.

Jeżeli siła poprzeczna na podporze jest niewielka, połączenie można uskutecznić według fig. 451.

Z rysunków tych widać, że wyżej wskazane warunki są tutaj w zupełności spełnione.

Przy większych siłach poprzecznych połączenie może być według fig. 452.

Podłużnice wspierają się na słupkach wahadłowych lub też wiszą na strunach (fig. 453).

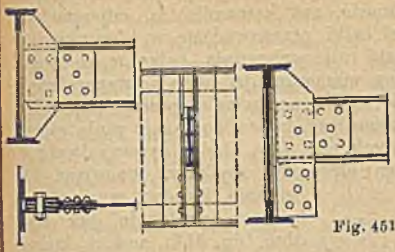


Fig. 451

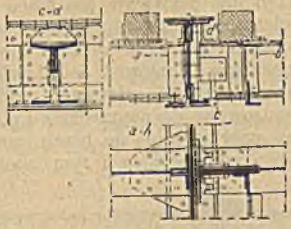


Fig. 452.

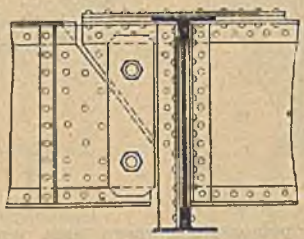


Fig. 453.

Fig. 454.

Fig. 455.

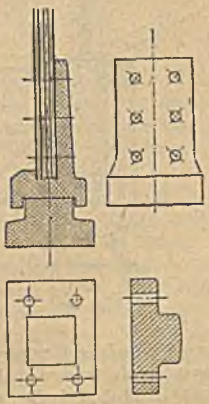


Fig. 456.

Przy znacznych siłach połączenie może być według fig. 454; tutaj kątowniki *a* nie pozwalają się belce podnosić, zaś kątowniki *m*, odpowiednio przycięte, nie pozwalają górnej części belki przesuwać się w kierunku poprzecznym. Na dole obrzeża poduszki unieruchomiają belkę w kierunku poprzecznym. Ponieważ pod działaniem momentu ujemnego we wspornikach mogłoby nastąpić odrywanie główek nitów poziomych, przeto wsporniki przymocowane do poprzecznic i podtrzymujące końce podłużnic mają górne końce przynitowane do blach poziomych (fig. 455), które są przynitowane do pasa poprzecznicy i tym sposobem otrzymuje się nity, pracujące na ścinanie. Zamiast wycięcia w końcach podłużnic, jak według fig. 456, można końce podłużnic zniżyć z odpowiedniem wzmocnieniem środnika (fig. 457). Przy wspornikach niewysokich, zajmujących tylko część wysokości belki

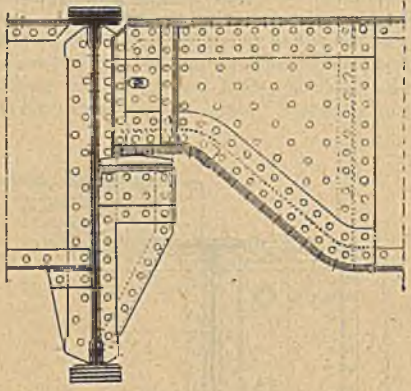


Fig. 457.

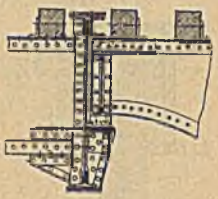


Fig. 458.

poprzecznej, połączenie górnego pasa wspornika może być zapomocą nakładek, przenikających przez środnik poprzecznicy i dających możność zastosować nity ścinane przy momencie ujemnym (fig. 458).

Poprzecznice główne. Połączenie poprzecznic drugorzędnych do podłużnic niczem się nie różni od połączeń podłużnic z poprzecznicami, przeto tutaj wskażemy tylko sposób połączenia poprzecznic głównych z dźwigarami. Mamy tutaj dwa zasadnicze wypadki: 1. jazda jest górą i 2. jazda jest dołem. Przy urządzeniu jazdy pomiędzy pasem górnym i dolnym połączenie zasadniczo mało się różni od jednego z zasadniczych.

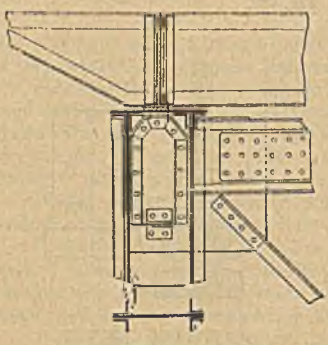


Fig. 459.

1. Jazda górą. Poprzecznica może być postawiona na pasy górne dźwigarów i do nich przynitowana. Pożądane jest, aby ciśnienie od poprzecznic oddawało się na pasy osiowo. W tym celu poprzecznica stawia się na podkładce, która leży na środku pasa (fig. 459). Poprzecznica wtedy przynitowywa się do pasa czterema nitami lub śrubami. Jeżeli końce poprzecznic wystają poza dźwigary, jako wsporniki, i są połączone belkam podłużnemi, wtedy stałość belek jest zupełnie zabezpieczona. W przeciwnym razie końce belek trzeba łączyć z pasami zapomocą wsporników (fig. 446). Można belkę poprzeczną połączyć z pasem na całej jego szerokości, otrzymamy nacisk od poprzecznicy na pas nie osiowy, lecz możemy

wtedy przynitować poprzecznicę do pasa znacznie większą ilością nitów i wtedy poprzecznica może służyć jako rozpórka tężników podłużnych.

Połączenie sztywne poprzecznic z dźwigarami wywołuje pewne skręcanie pasów dźwigarów, a zatem i kraty dźwigarów. Przez przegibne połączenie poprzecznic z dźwigarami unikamy tego skręcania, przeto czasem konstruktorzy chętniej stosują przegibne połączenie niż sztywne, choć jest ono naogół droższe. W Rosji stosowane ono było dość często, szczególniej przez prof. N. Bielelubskiego, który pierwszy zaczął wogóle stosować to połączenie (fig. 460 *a*, *b*). Zwrócić uwagę tutaj należy, że zastosowanie według fig. 460 *a*, *b* może mieć miejsce tylko wtedy, jeżeli obciążenie stale jest dostateczne i, że przeto przy obciążeniu jednego przedziału ciężarem ruchomym, nie może się podnieść belka poprzeczna sąsiedniego przedziału nieobciążanego. W przeciwnym razie otrzymuje się znaczne uderzenia od

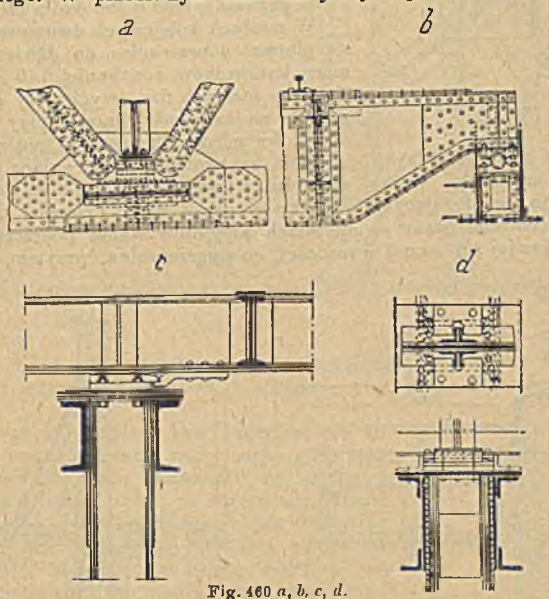


Fig. 460 *a*, *b*, *c*, *d*.

belek poprzecznych przy przejściu pociągu. Dając wolne podparcie według fig. 460 *c*, *d*, nie dajemy możności podnoszenia się belkom poprzecznym nawet w wypadkach, gdy reakcja podpór od obciążenia stałego jest mniejsza, niż reakcja ujemna, którą dają belki podłużne, jako ciągłe, od obciążenia ruchomego.

Belki poprzeczne wnitowane są między pasami górnemi. Pas górny belki poprzecznej daje się zwykle niżej o grubość blachy (9—15 *mm*) od dolnej krawędzi boków poziomych kątowników pasowych, jeżeli blachy poziome pasów są takiej szerokości, że pokrywają tylko boki kątowników, lub też na tę samą grubość od spodu blach poziomych pasów, jeżeli blachy poziome wystają poza szerokość kątowników pasowych conajmniej na 90 *mm*, co daje możność postawienia szeregu nitów poza kątownikami pasów, i środnik poprzecznicy ujmuje się między boki kątowników pionowych i bierze na nity, pas zaś górny przynitowywuje się do blachy fasonowej poziomej, która jest przynitowana do pasa. Tym sposobem środnik belki, blacha pionowa pasa i blacha pozioma tworzą kąty trójgraniaste,

dają sztywność w płaszczyznach pionowych i poziomych. Połączenia te są pokazane na fig. 461. Blacha węzłowa może służyć do przytwierdzenia tężników poziomych. Jeżeli w węzłach przytwierdzenia poprzecznic są słupki zewnętrzne, to kątowniki tych słupków służą jednocześnie do przynitowania belki poprzecznej. Wielkość boków tych kątowników zależy od rozpiętości belki poprzecznej i od jej obciążenia. W mostach kolejowych, gdzie belki poprzeczne wypadają o znacznym przekroju, zwłaszcza przy nowych dużych obciążeniach, kątowniki te powinny być nie mniejsze, niż $100 \times 100 \times 10$, a nawet jest pożądane, aby można było stawiać dwa szeregi nitów dobrze rozstawionych, na co pozwalają boki o szerokości 140—160 *mm*.

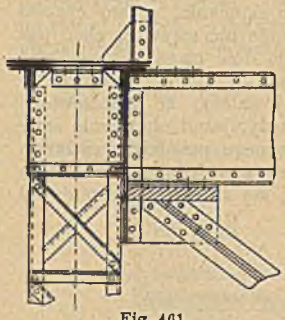


Fig. 461.

W mostach kolejowych dwutorowych winno się nitować poprzecznice do dźwigarów zapomocą kątowników conajmniej $140 \times 140 \times 12$. Tylko w mostach drogowych przy kilku dźwigarach na szerokości mostu, przy niewielkiej odległości między dźwigarami, można stosować kątowniki małe od $80 \times 80 \times 8$. Boki kątowników, przylegające do pasa co do swej szerokości winny odpowiadać bokom kątowników słupków wewnętrznych, przylegającym do blachy pionowej pasa. Przepony między blachami pionowemi pasów w miejscach przynitowywania poprzecznic winny być conajmniej tej samej wysokości, co poprzecznica, przytem, jeżeli na-

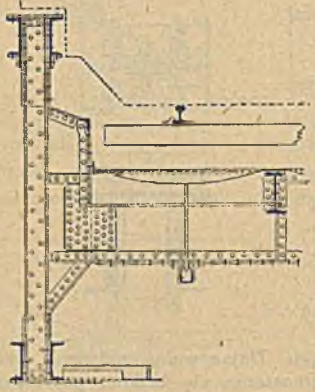


Fig. 462.

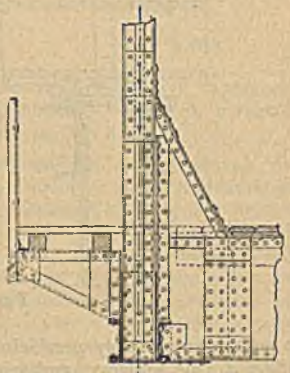


Fig. 463.

zewnątrz dźwigara jest wspornik do podtrzymania chodnika, dolną krawędź przepony należy usztywnić kątownikami.

2. Jazda pośrodka. Poprzecznicę stawia się między pasami dolnemi i górnemi. Przymocowanie daje się do słupków. Blacha pionowa poprzecznicy obrywa się, nie dochodząc do słupka, i przechodzi w blachę fasonową (fig. 462). Zwrócić należy uwagę, że słupki w tym wypadku pracują nie tylko na siły osiowe, lecz są jeszcze zginane od ugięcia się blachownicy. Blacha fasonowa winna być na krawędzi swej szczególniej u dołu usztywniona kątownikami, aby się nie fałdowała przy nacisku od poprzecznicy. Jeżeli most jest otwarty (bez tężników podłużnych) usztywniona blacha fasonowa usztywnia silnie słupek w kierunku poprzecznym mostu i trzyma

przeto pas górny ściskany w płaszczyźnie pionowej, nie dając mu się wyboczyć. Z tych względów usztywnienie słupków winno być należyte. Kątowniki pasów poprzecznicy powinny być nagięte na boki kątowników pionowych, trzymających, w celu usztywnienia w kierunku poziomym.

3. Jazda dołem. Poprzecznice wnitowane między pasami dolnemi. Przymocowanie będzie tutaj zupełnie takie same, jak przy poprzecznicach umieszczonych między pasami górnemi, tylko cała konstrukcja jest obrócona o 180°. O ile wysokość belki jest niewielka i ilość nitów niezbędna do przynitowania belki nie mieściłaby się w środniku, należy wtedy środnik poprzecznicy zakończyć w pewnej odległości od pasa i zamienić blachą (fig. 463).

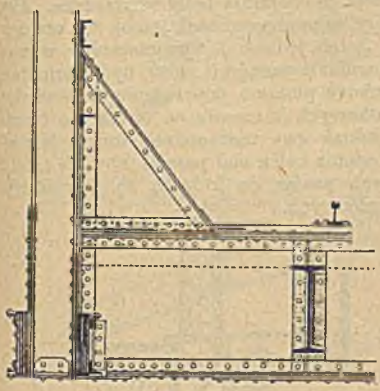


Fig. 464.

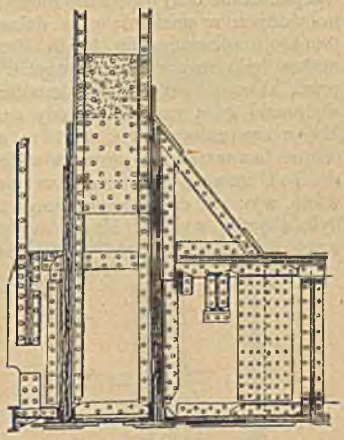


Fig. 465.

Ponieważ na podporze belki przynitowanej do słupków dźwigarów zawsze powstaje moment ujemny, który odrywa pas górny poprzecznicy od słupka, należy nitowanie takie zastosować, by nity górne pracowały na ścinanie, a nie na rozerwanie. Blacha fasonowa powinna przeto łapać obie gałęzie słupka (fig. 463), lub też można zastosować specjalną wstawkę u góry poprzecznicy, połączoną z pasem górnym zapomocą kątowników poziomych wzdłuż pasa poprzecznicy (fig. 464). Dawanie wsporników wysokich, jeżeli one nie mają na celu usztywnienia słupków, nie uważamy za pożyteczne. Im wspornik belki (fig. 463) jest wyższy, tem ugięcie słupków jest większe. Kątowniki pionowe, które łączą poprzecznicę z dźwigarem, lepiej dawać całe, nie przerywane, jak pokazano na fig. 465, gdyż w miejscu przerwania i przecięcia środnika wytwarza się słabe miejsce. Można uniknąć krojenia kątowników albo przez zastosowanie podkładek wyrównawczych (fig. 463), albo też przez odpowiednie nagięcie kątowników z podkładkami klinowemi, (fig. 466). Przy połączeniach sztywnych poprzecznic nieuniknione jest odkształcenie dźwigarów z ich płaszczyzny, co naturalnie pociąga za sobą naprężenia drugorzędne. Uniknąć można tych odkształceń przez zastosowanie połączeń poprzecznic z dźwigarami przegibnych.

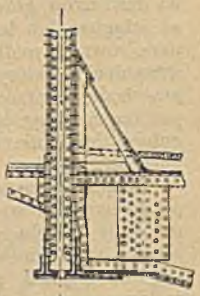


Fig. 466.

Połączenie przegibne poprzecznic z dźwigarami. Połączenie z pasem dolnym będzie tutaj takie samo, jak i przy połączeniach z pasami górnemi, tylko że tutaj między ściankami pasów trzeba wytwo-

rzyć specjalne podparcie w kształcie stolika, wytworzonego z przepon fig. 460 *a*, *b*). Poprzecznica zwykle ma końce ścięte tak, że na podporze wysokość jej winna być tylko dostateczna ze względu na ścinanie, momenty zaś spadają do zera. Słupki natomiast muszą być o przekroju rurowym i takiej odległości między ściankami wewnętrznemi w płaszczyźnie dźwigara, aby swobodnie przechodziły pasy belki poprzecznej. Zatem szerokość ta powinna się równać szerokości pasa poprzecznicy więcej 25—30 *mm*. Belki poprzeczne tak połączone oczywiście nie mogą służyć, jako rozpórki tężników podłużnych, położonych w poziomie pasa dolnego, i takowe daje się zwykle oddzielne przekroju rurowego (fig. 460 *b*). Rozpórki te obejmują belki poprzeczne. Aby można było rozpórki te połączyć u góry, w poprzecznicach trzeba dać otwory, przez które przechodzą płaskowniki. Jeżeli jednak dół poprzecznicy wznosi się ponad górą rozpórki, wtedy usztywnienie rozpórki może być normalne. Mając swe zalety, gdyż wywiera ciśnienie pionowe poprzecznic na dźwigary osiowe bez wszelkich momentów dodatkowych (momentu od tarcia nie bierze się pod uwagę), połączenie to ma jednak swe niedogodne strony. Mianowicie, wymaga często znacznego wzniesienia belek nad pasami, aby nie trzeba było zbytnio wycinać blach węzłowych pasów, do których są przynitowywane krzyżulce i słupki dźwigarów głównych.

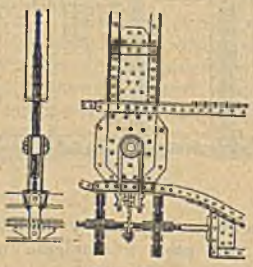


Fig. 467.

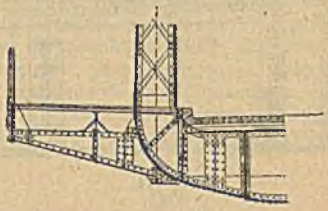


Fig. 468.

W mostach z jazdą dołem, w których część przejazdowa jest zawieszona do dźwigarów głównych, co ma najczęściej miejsce w układach łukowych ze ściągiem lub bez ściągu, wolne podparcie poprzecznic może być wykonane również według fig. 397, tylko wieszak tutaj musi być zakończony strzemieniem, który tworzą wygięte kątowniki wieszaków i przez to strzemię przechodzi poprzecznica. Ponieważ zwykle do wieszaków jest zawieszony pas trzeci (ściąg lub pas tężników dolnych podłużnych), przeto ustrój przegubów niczem nie różni się od rozpatrzonych wyżej. Na fig. 467 schematycznie pokazane jest inne zawieszenie przegibne, zastosowane w moście w Wormacji.

Połączenie poprzecznicy z wieszakami może być według fig. 468. Tutaj poprzecznica z wieszakami tworzy jakby podkowę, końce której są przynitowane do blach fasonowych pasa dolnego dźwigara głównego. Pewną różnicę w przymocowaniu belek poprzecznych wytwarzają dźwigary łukowe sztywne z jazdą górą w tym wypadku, gdy wysokość ustrojowa mostu w kluczu musi być sprowadzona do minimum. Wtedy zwykle podłużnica, która ma pewną wysokość nad podporami, podchodząc do łuku, zmniejsza swą wysokość w zetknięciu się z łukiem i osiąga zero nad kluczem (fig. 469 *a*, *b*). Właściwie mówiąc, nie tyle w tym wypadku jest różnica w połączeniu poprzecznicy, ile w samych przekrojach poprzecznic, które mogą być i różnych przekrojów i różnych wysokości w poszczególnych węzłach. Nadto sam łuk, podchodząc ku kluczowi, może również zmieniać swą formę według fig. 470 *a*.

Uważamy, że połączenie podłużnicy z łukiem według fig. 469 *b* i 470 *b* jest lepsze, niż według fig. 470 *a*, gdyż oś łuku zachowuje swą ciągłość, gdy tymczasem według fig. 470 *a* oś się załamuje. W łukach według fig. 469 *b* należy

podłużnice zakończać w tem miejscu, gdzie ich wysokość dochodzi do 90 lub 100 *mm*, naturalnie, przyjmując pod uwagę ewentualny spadek podłużny nawierzchni mostu drogowego. W miejscu zakończenia podłużnicy (węzeł 8) daje się poprzecznicę o przekroju pokazanym na fig. 469 *b*, którego jeden kątownik górny leży w poziomie pasa podłużnicy, drugi zaś w poziomie pasa łuku i jest zwykle nieco rozwarty. Jeżeli podłoże nawierzchni składa się z nadsypki, betonu na żelazie nieckowem, to, by nie zwiększać zbytnio warstwy

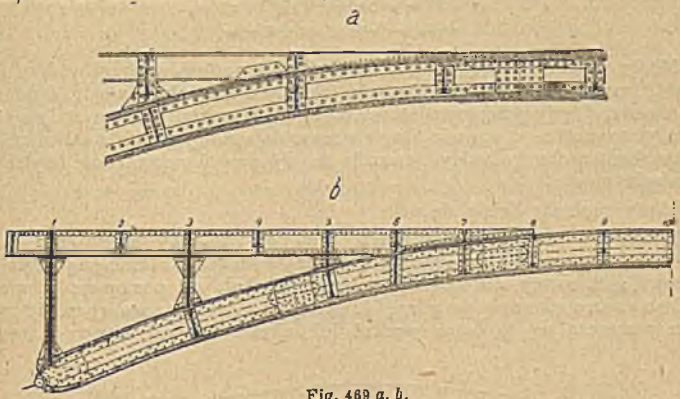


Fig. 469 *a*, *b*.

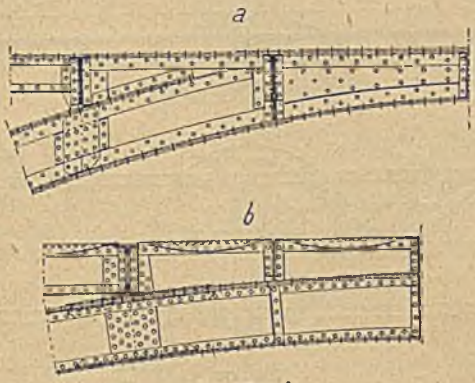


Fig. 470 *a*, *b*.

betonu pomiędzy belkami 8 i 9 (fig. 469 *b*), można w tym przedziale dać niecki wpukłością do góry, gdy inne są wklęsłe. Jeżeli podłużnica przechodzi nad łukiem na pewnej wysokości około 160—200 *mm*, wtedy połączenie jest zwykle podłużnicy z łukiem i poprzecznic z podłużnicą i łukiem, według fig. 470 *b*.

LITERATURA.

Thullie M.: Teorja mostów.
Thullie M.: Mosty blaszane.
Thullie M.: Mosty kratowe.
Résal Jean: Cours de ponts métalliques.
Godard T.: Ponts et combles métalliques.
Bonhomme: Constructions métalliques.
Hod and Kinne: Movable and Long Span Steel Bridges.
Waddell I. A. L: Economics of Bridgework.
Schaper G.: Eiserne Brücken.
Häseler E.: Die eisernen Brücken.
Bleich Fr.: Theorie und Berechnung der eisernen Brücken.
Bernhard K.: Eiserne Brücken.
Mehrtens G. Ch.: Eisenbrückenbau.
Melan Joseph: Der Brückenbau.
Mayer Rudolf: Die Knickfestigkeit.
Paton E.: Żeleznyje mosty.

Mosty ruchome.

Napisał

inż. dr. Stefan Bryła,

profesor politechniki, Lwów.

Mosty ruchome buduje się: 1. gdy różnica poziomów drogi wodnej i lądowej, krzyżujących się ze sobą, jest tak mała, że stałego mostu zbudować nie można, 2. gdy przeprowadzenie drogi górą wysokim mostem stałym staje się zbyt kosztowne z powodu długich ramp dojazdowych, lub z powodu bardzo małego ruchu kołowego, wreszcie 3. gdy chodzi o możliwość szybkiego usunięcia mostu.

Mosty ruchome dzielą się na:

I. Mosty o fundamentach stałych (mosty ruchome właściwe): 1. mosty obrotowe, których część ruchoma obraca się około osi pionowej; 2. mosty zwodzone, obracalne około osi poziomej; 3. mosty podnoszone pionowo do góry; 4. mosty przetaczane (przesuwowe), które przetacza się poziomo wzdłuż lub ukośnie do osi mostu; 5. mosty

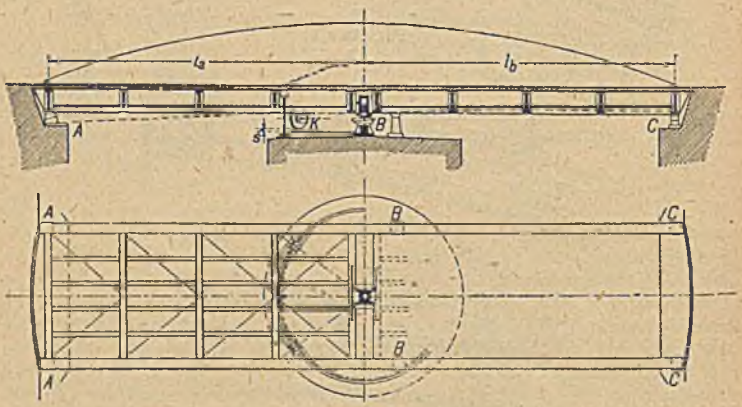


Fig. 471.

przewozowe (promowe), których część ruchoma (wózek) porusza się na kołach na stałym wysoko umieszczonym pomoście.

II. Mosty pływające (por. str. 800).

III. Mosty składane (por. str. 804).

Poniżej podamy tylko najczęściej spotykane systemy w najogólniejszym zarysie.

Mosty o fundamentach stałych składają się z fundamentów, konstrukcji ruchomej i urządzeń maszynowych; te ostatnie powinny być o możliwie prostej konstrukcji, małych oporach tarcia, kosztach ruchu i utrzymania, oraz umożliwić łatwe operowanie mostem podczas ruchu.

1. Mosty obrotowe są wogóle, zwłaszcza dla większych rozpiętości, najkorzystniejsze i najtańsze w założeniu i w utrzymaniu. Najczęstszym

typem są mosty równoramienne (por. fig. 471); gdy chodzi o większą szerokość przepływu, używa się mostów nierównoramiennych, które są jednakowoż droższe i wymagają na krótszem ramieniu przeciwwagi. Dla większych rozpiętości użyć można albo mostu nierównoramiennego, albo podwójnego, który ma dla tej samej otworzystości lżejsze belki, zato bardziej skomplikowane urządzenia ruchowe, a nadaje się zwłaszcza dla mostów drogowych.

Aby zapobiec wjechaniu statków na otwarte skrzydło mostu, buduje się od filara w kierunku drogi wodnej rusztowanie ochronne z pali drewnianych, którego wymiary w rzucie poziomym muszą być nieco większe od poziomych wymiarów zupełnie otwartego przęsła.

Mosty obrotowe mogą być w stanie otwartym podparte osiowo na czopie (mosty czopowe) lub obwodowo na szeregu kół, poruszających się na kołowym torze (mosty obrotowe wałkowe).

Przeważnie używane dziś mosty czopowe wymagają wogóle mniejszej siły do uruchomienia i posiadają mniej skomplikowany mechanizm, a tem

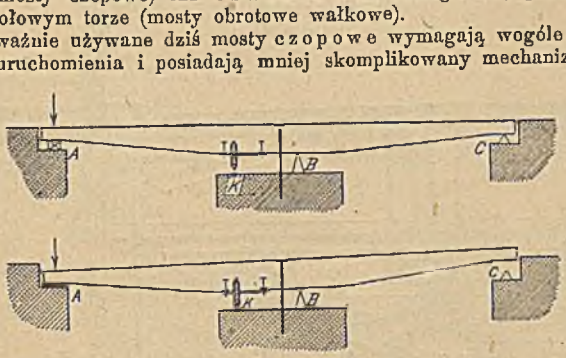


Fig. 472.

samem są tańsze w budowie i utrzymaniu, oraz pewniejsze w działaniu. Most otwarty spoczywa w całości na czopie; dla ustalenia poprzecznego używa się najczęściej dwu pionowych kół, poruszających się po kołowym torze obwodowym, rzadko kół poziomych, poruszających się bezpośrednio na obwodzie czopa. W stanie zamkniętym most spoczywa albo na czopie (wtedy musi być tenże z wyborowego materjału), albo na osobnych łożyskach.

Przy ustroju starszym most zamknięty spoczywa na 3 parach łożysk A, B, C (fig. 471). W celu otwarcia obniża się łożysko A i pochyla most, przez co kolejno przestają działać te łożyska (A, B, C) a ciężar przenosi się na łożysko centralne (w największej części) i na koła kierownicze K (w małej części), poczem następuje obrót (otwieranie przez pochylenie; fig. 472). W konstrukcjach nowszych łożysko środkowe, sporządzone z materjałów wysokowartościowych, przejmuje zawsze (nawet w stanie zamkniętym) znaczną część obciążenia, łożyska bowiem B położone są tak, że przy moście nieobciążonym nie działają, i dopiero pod wpływem ugięcia poprzecznego konstrukcji na filarze środkowym wskutek obciążenia ruchomego osiadają na nich belki główne, przenosząc na nie odpowiednią część ciężaru (fig. 471). Podczas obrotu ciężar spoczywa na łożysku centralnem i w małej części na kołach K.

Celem umożliwienia obrotu musimy obniżyć łożysko A o wielkość:

$$\delta = \delta_a + s + (\delta_b + s)\frac{l_a}{l_b},$$

przyczem δ = wielkość obniżenia łożyska, δ_a (wzgl. δ_b) = sprężyste ugięcie

końca belki A (wzgl. C), l_a (wzgl. l_b) = odległość pozioma osi łożyska A (wzgl. C) od osi łożyska B, s = odległość pionowa obwodu koła kierowniczego od toru kierowniczego przy moście zamkniętym.

Gdy most w stanie zamkniętym opiera się na kołach kierowniczych, to $s = 0$.

Wyjątkowo używa się konstrukcyj, w których zamiast obniżania łożysk skrajnych podwyższa się łożysko centralne (zwykle przy użyciu siły hydraulicznej.

Do podnoszenia końców mostu używane są najczęściej kliny o pochyleniu 1 : 5 do 1 : 6, dźwignie lub windy śrubowe. Przy mostach czopowych,

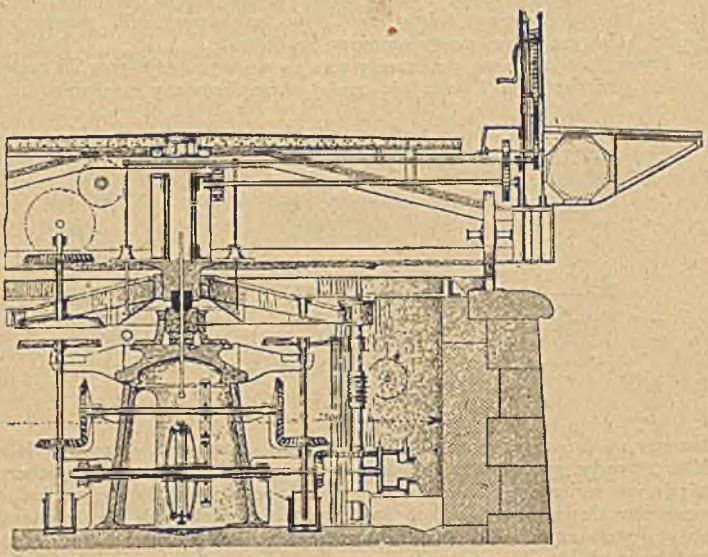


Fig. 473.

otwieranych przez pochylenie, znajdują się one na jednym końcu, przy systemach innych na obu końcach.

Łożysko środkowe mostu obrotu czopowego (fig. 473) składa się ze stałego, zwykle żeliwnego, kadłuba, utwierdzonego na filarze przy pomocy śrub, na którym w panewce ze stali lanej spoczywa czop, obecnie najczęściej z bronzu fosforowego. Na czopie opiera się wahacz, odlany ze stali lub żeliwny, a na tymże konstrukcja mostowa. Wysokość czopa regulowana przy pomocy klinów stalowych (por. fig. 474). Wyjątkowo używano zamiast czopa łożysk kulowych. Konstrukcja mostowa spoczywa na czopie bezpośrednio lub jest na nim zawieszona przy pomocy silnych blachownicowych poprzecznic (co umożliwia łatwiejsze dostosowanie się do wysokości, oraz podparcie mostu w pobliżu jego środka ciężkości).

Mosty obrotowe wałkowe wymagają znacznie dokładniejszej roboty, kosztownego bębna i wałków, są nadto trudne w naprawie i obciążają niejednostajnie filar, są więc gorsze i kosztowniejsze. Używane dla bardzo znacznych rozpiętości, oraz bardzo szerokich mostów. Wałki żeliwne o kształcie odpowiednio stożkowym o średnicy 30—50 *cm*, a szerokości 15—25 *cm*, w ilości możliwie wielkiej, conajmniej 8, poruszają się na okrągłym torze żeliwnym,

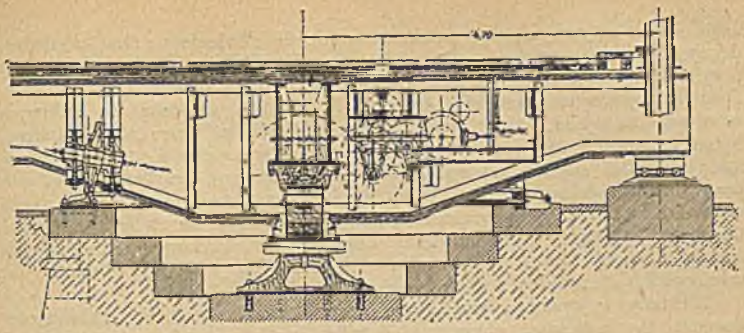
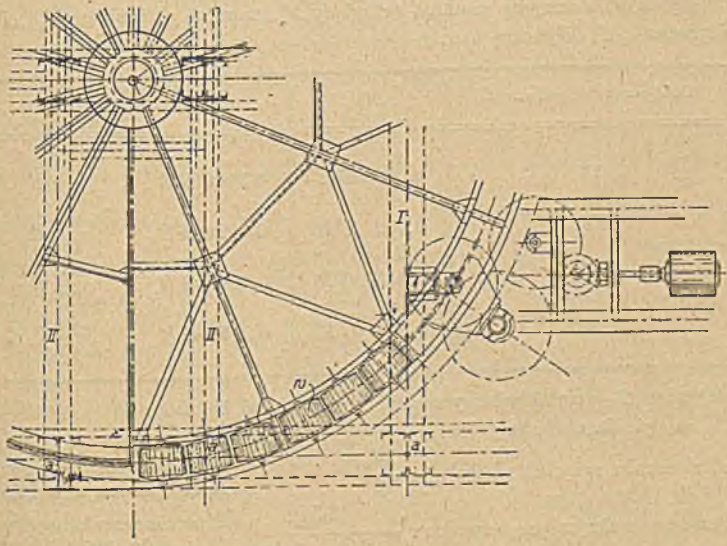


Fig. 474.



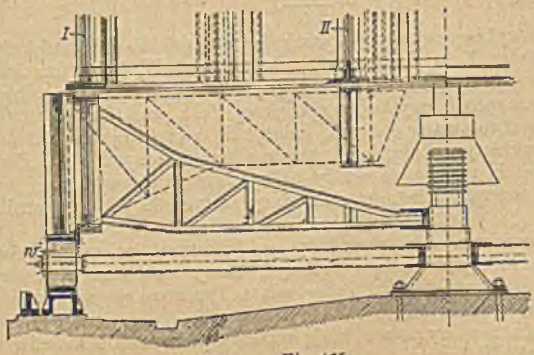


Fig. 475.

dostatecznie sztywnym, aby należycie przenieść ciśnienie na filar, a utwierdzonym w murze przy pomocy śrub $1^1/_2$—2″. Położenie ich ustalone jest przy pomocy dwu pierścieni żelaznych, przez które przechodzą osi wałków. Pierścień wewnętrzny ustalają sztywne pręty żelazne, połączone ze stalowym odlewem osi bębna. Most spoczywa na wałkach za pośrednictwem tegoż bębna żelaznego, który musi być bardzo tęgi, aby zapewnić możliwie jednostajny rozkład ciężaru na wałki, oraz płyty żeliwnej, przytwierdzonej śrubami do pasu dolnego bębna. Na fig. 475 belki mostowe spoczywają w punktach *a* na czterech poprzecznicach, opartych na bębnie i za ich pośrednictwem na wałkach *w*. Obciążenie dopuszczalne wałków (wedle danych amerykańskich) 28 *b d* w *kg*, wałków ze stali lanej 56 *b d*, gdzie *b* jest szerokością, *d* średnicą wałków w *cm*.

Niekiedy w systemie wałkowym dla uzyskania większej stałości dopuszcza się częściowe obciążenie łożyska środkowego, jednak nie więcej niż do $^1/_5$ całkowitego ciężaru mostu.

Bęben obliczamy na moment zginający M_z, moment skręcający M_s i siłę poprzeczną T. Wynoszą one:

Ilość punktów podparcia	M_z	M_s	T
12	0,0036 GR	0,0009 GR	$\frac{1}{24} T$
8	0,008 GR	0,0029 GR	$\frac{1}{16} T$
6	0,015 GR	0,0065 GR	$\frac{1}{12} T$
4	0,34 GR	0,017 GR	$\frac{1}{8} T$

przyczem G = ciężar własny mostu, R = promień bębna.

Naprężenia obliczamy dla:

a) momentu zgięcia z wzoru $\sigma_z = \frac{M_z}{W}$

b) momentu skręcającego z wzoru $\tau_s = \frac{3 M_s}{2 (h - t) t b}$

c) siły poprzecznej z wzoru $\tau_t = \frac{3 T}{2 t b}$.

W = moment wytrzymałości przekroju bębna; inne oznaczenia według fig. 476.

Praktycznie wykonywujemy podparcie bębna w 8 lub 12 punktach, opierając belki główne I na dźwigarach odcinkowych II, które przenoszą obciążenie belek głównych na bęben *b* jako oddziaływania w punktach *a* (fig. 477). W ten sposób uzyskujemy większą ilość punktów podparcia.

Belki mostu obrotowego obliczyć należy dla następujących założeń:

1. most zamknięty, obciążenie ruchome najniekorzystniejsze dla obrachowywanej części; tworzy on wtedy belkę ciągłą trójprzęsłową;

2. most otwarty nieobciążony, działający statycznie jako wspornik dwuramienny.

Mosty nierównoramienne posiadają na krótszym końcu przeciwwagę, której wielkość należy dokładnie obliczyć, biorąc pod uwagę rzeczywisty ciężar żelaza, wilgotność drzewa, śnieg, wiatr. Przeciwwagę wykonać można z betonu, żelaza, ołowiu itd.

Urządzenia maszynowe mają na celu podnoszenie końców mostu, oraz obrót tegoż. W tym celu używa się motorów elektrycznych (wogóle

najkorzystniejsze, proste, tanie i zajmujące mało miejsca), parowych, hydraulicznych (wodę należy zabezpieczyć od zamarzania przez dodanie gliceryny, alkoholu metylowego itd.); nadto każdy most ma urządzenie do uruchomienia siłą ludzką na wypadek, gdy motor zawiedzie.

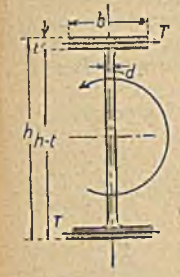


Fig. 476.

Siła motoryczna przezwyciężyć musi: opory tarcia, opory bezwładności mostu i opory wiatru.

1. Wielkość tarcia jest bardzo różna. Wogóle przyjąć można dla motorów czopowych całkowite opory tarcia do 0,115 P dla rozpoczynającego się ruchu, do 0,08 P dla mostu w ruchu.

2. Opory bezwładności mostu zależą od czasu, w jakim most powinien zostać otwarty; zazwyczaj przyjmuje się w pierwszej połowie czasu ruch przyspieszony, w drugiej opóźniony. W przybliżeniu potrzebna siła dla ich pokonania wynosi $\frac{Pl^2}{2000\,t^2}$ HP (wedle danych amerykańskich).

Fig. 477.

3. Ciśnienie wiatru przyjmować należy w wielkości 100—150 kg/m^2 (por. str. 773), działające na dłuższe ramię w kierunku przeciwnym ruchowi mostu.

Dla najogólniejszej orjentacji most ruchomy (dowolnego systemu) wymaga średnio wedle danych amerykańskich: $\frac{P}{15}$ HP, gdzie P jest ciężarem części ruchomej w tonnach (cyfra ta jest wzięta zbyt wysoko).

Dla siły ludzkiej przyjąć można 15 (do 20 kg) z szybkością 50 (do 60) m/minutę, tj. $A = 15 \times 50 = 750\ kg/m$ na minutę.

2. **Mosty zwodzone** wykonywa się, gdy niema miejsca na most obrotowy, gdy istnieje parę torów obok siebie lub mogą być dobudowane nowe, gdy ruch wodny jest bardzo silny (gdy most trzeba otwierać częściej niż 25 razy dziennie). Mogą być pojedyncze lub podwójne. Mosty podwójne można wykonać jako trójprzegubowe (most Pałacowy w Leningradzie (Piotrogrodzie), proj. prof. Pszenickiego[1]) fig. 478. Małe mosty można wykonać z drzewa (l_1 do 7 m dla pojedynczych, l_2 do 14 m dla podwójnych); żelazne dochodzą jako blachownice do $l_1 = 15\ m$ (duża sztywność, mała wysokość konstrukcyjna), jako kratowe do $l_1 = 50\ m$.

Fig. 478.

Najstarsze systemy, używane czasem do dziś dnia dla małych rozpiętości, były zwodzone na linach; obecnie częściej przy pomocy przeciwwagi, równoważącej zazwyczaj w zupełności ciężar konstrukcji mostowej wraz z pomostem. Mogą one być: *a*) obracalne dokoła osi stałej, zwane klapowymi (środek ciężkości stały, zwykle w osi obrotu; fig. 479); *b*) obracalne na odzinkach koła, zwane też kołyskowymi (środek ciężkości ruchomy w linji poziomej lub prawie poziomej; fig. 480).

a) Mosty **klapowe** składają się z belek obracalnych około stałej osi, których część tylna z przeciwwagą kryje się podczas otwarcia w t. zw. komorze klapowej, mieszczącej się w filarze lub przyczółku, a mającej

[1]) Por. Pszenicki. Przegląd Techniczny. 1924.

zwykle szerokość jezdni bez chodników. Zazwyczaj $\frac{L_2}{L'}$ mieści się w granicach 1,5 (mosty małe) do 4 (mosty duże); L_2 jest tu długością ramienia podnoszonego (por. fig. 479), L' przeciwważącego AD. Komora powinna być zabezpieczona od przeciekania wody, przykryta stale stropem. Otwór między ruchomym pokładem mostu, a stałym stropem, przykrywa się zwykle obracal-

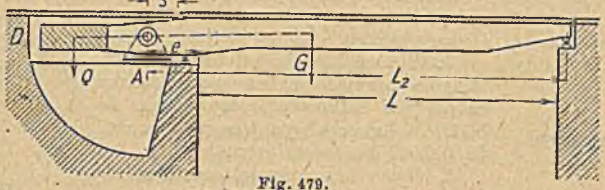


Fig. 479.

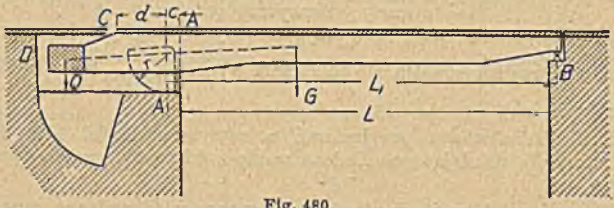


Fig. 480.

nym dylem, względnie klapą pomostową. Przeciwwaga, składana z bloków żeliwnych lub kamiennych, w skrzyniach drewnianych umieszczona jest najczęściej na belce poprzecznej. W stanie zamkniętym najczęściej ciężar mostu spoczywa nie na osi, ale na osobnych łożyskach.

Przeciwwaga zwykle równoważy zupełnie ciężar mostu; do pokonania pozostaje tarcie ($f = 0{,}15 - 0{,}2$ dla starszej konstrukcji) i parcie wiatru na podniesioną belkę (50—150 kg/m^2), wreszcie ewentualne zwiększenie ciężaru drewnianego pomostu wskutek przesiąknięcia wilgocią atmosferyczną.

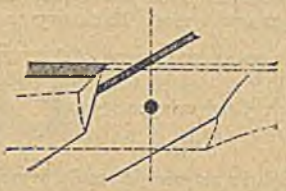


Fig. 481.

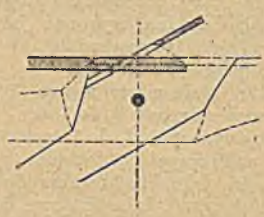


Fig. 482.

b) Mosty zwodzone kołyskowe otwierają się przez obrót części tylnej, skonstruowanej jako odcinek ćwiartki koła po torze poziomym. Segment posiada zęby wchodzące w odpowiednie otwory również zębatego toru. Ruch powoduje motor przy pomocy zębatego pręta, utwierdzonego do belki w środku ciężkości tejże lub nieco powyżej (rzadko).

Mosty o ruchomej osi obrotu posiadają mniejszą długość konstrukcji, prostszy i lżejszy mechanizm, mniejszą komorę, wymagają dla zupełnego otwarcia mniejszego obrotu, oraz mniejszej siły, wreszcie są łatwe do wykonania przy małej wysokości konstrukcyjnej; natomiast ciężar mostu działa

na fundament podczas otwierania coraz to w innym punkcie, załamanie pomostu wypada zwykle daleko, ugięcie sprężyste jest większe, tor psuje się łatwo, a koszt utrzymania jest większy. Mosty te, stosowane przez jakiś czas bardzo w Ameryce, zaczynają wychodzić z użycia, głównie ze względu na szybkie niszczenie zębatego toru.

Zakończenie pomostu przy mostach zwodzonych wykonywa się za osią obrotu mostu (fig. 481) lub przed nią (fig. 482), nigdy zaś w osi. W pierwszym przypadku należy przykryć szparę stykową szeroką blachą, dla uniemożliwienia spływu nieczystości z mostu do komory klapowej. W drugim przypadku natomiast nie możemy doprowadzić wiatrownic do osi obrotu, a styki muszą być ukośnie wykształcone. Styków nie należy odsuwać zbytnio od osi mostu.

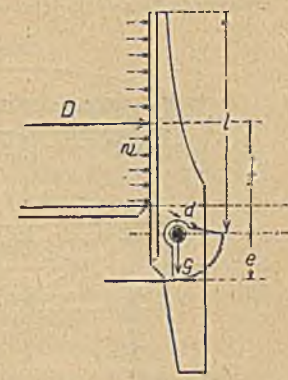


Fig. 483.

Siła potrzebna do otwarcia mostu wynosi (fig. 483):

$$k = \frac{f d G + w b l^2}{2 e}$$

przyczem f = spółczynnik tarcia, b = szerokość mostu, G = ciężar mostu.

3. Mosty podnoszone pionowo (fig. 484) są kosztowne w konstrukcji i utrzymaniu; używane dzisiaj, gdy chodzi tylko o niewielkie zwiększenie wysokości wolnego przejazdu, lub gdy nie można dla braku miejsca zastosować systemów innych.

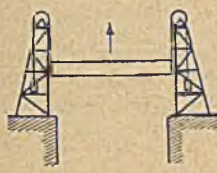


Fig. 484.

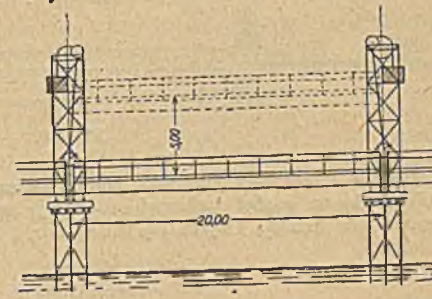


Fig. 485.

Prawie zawsze belki główne podnosi się wraz z pomostem; od ich końców prowadzą liny, umieszczone na wieżach o odpowiedniej wysokości z przeciwwagami, wyrównywującemi ciężar mostu, tak, że do przezwyciężenia pozostają tylko opory ruchu (głównie tarcie), oraz działanie wiatru, śniegu itd. Wyjątkowo spotyka się belki główne stale umieszczone wysoko; wtedy podnosi się tylko zawieszony na nich pomost. Jednostajność ruchu zapewniają kierownice zębate lub linowe.

Fig. 485 przedstawia przęsło ruchome mostu na Wiśle w Wyszogrodzie.

4. Mosty przetaczane (przesuwowe, fig. 486), używane stosunkowo rzadko, gdyż wymagają większej siły motorycznej i wiele miejsca na brzegu, zaś w ruchu są powolne. Z kilku systemów podajemy tylko szkic jednego z przesuwnią p, którą przetacza się w bok, aby zrobić miejsce otwierającemu się mostowi.

5. Mosty przewozowe (promowe, fig. 487), składają się z belki opartej w odpowiedniej wysokości (w portach morskich zwykle > 40 m) na

dwu filarach z umieszczonym na niej torem. Na torze porusza się wózek z platformą, przenoszącą przechodniów i wozy („prom wiszący"), umieszczona w wysokości brzegów, a zawieszoną na linach lub prętach sztywnych. Belki wykonywa się zwykle jako wiszące, na końcach zakotwione, lub jako ramowe,

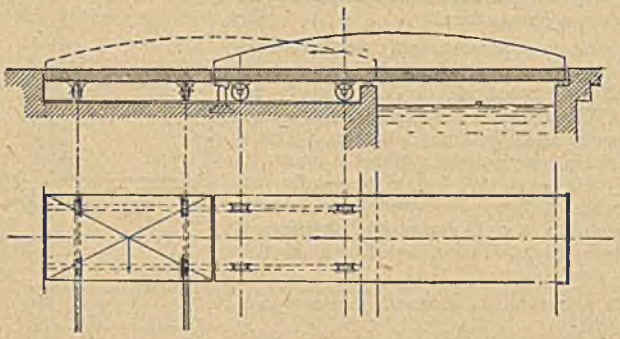


Fig. 486.

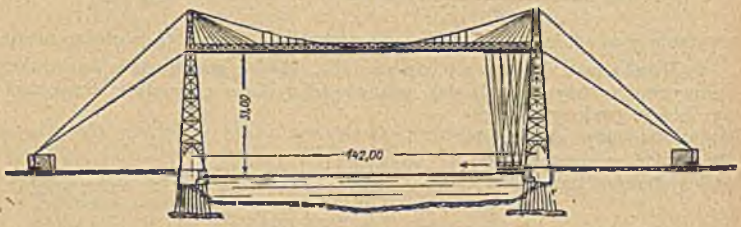


Fig. 487.

połączone sztywnie z filarami. Motor, najczęściej elektryczny lub parowy, mieści się na części ruchomej lub stałej; oprócz tego urządzenie do poruszania siłą ludzką. Używa się ich dla dróg kołowych, gdzie ruch jest niewielki.

LITERATURA.

Pszenicki: Sposób zastosowania łuków trójprzegubowych do budowy mostów obrotowych. Przegląd techniczny. 1924.
Bryła: Mosty przewozowe. Lwów 1914.
Arnodin: Le transbordeur. Anvers 1908.
Schneider: Movable bridges. Amer. Trans. Civil Eng. 1908.
Lift bridges: Proc. Eng. Soc. W. Pennsylvania. 1909.
Howard: Vertical lift bridges. Amer. Trans. Civil Eng. 1921.
Bernhard: Eiserne Brücken. Berlin 1911.
Dietz: Bewegliche Brücken. Leipzig 1907.
Hotopp: Bewegliche Brücken. 2. t. Hannover.
Strielieckij: Razwodnyje mosty.

Montowanie mostów żelaznych.

Napisał

inż. Aureljusz Chróścielewski,

Mińsk Mazowiecki.

Wstęp. Przęsła żelazne, oprócz niewielkich, nitowanych w wytwórni całkowicie, wysyła się na miejsce montażu w częściach najdogodniejszych do montowania i przesyłki, tak pod względem wagi, jak i wymiarów. Zazwyczaj przytem sporządza się specjalne wyszczególnienia wysyłanych części, oraz nitów, aby w wytwórni było podług czego przygotować wysyłkę, a na miejscu montażu sprawdzić, czy wszystko przyszło. W wyszczególnieniu podaje się ilość nitów o 5% wyższą od rzeczywiście potrzebnej ze względu na spalenie się i psucie nitów podczas nitowania.

Wybór sposobu montowania, w zależności od warunków miejscowych, powinien być uskuteczniony już w okresie projektowania mostu.

Dane do obliczania rusztowań. Na rusztowania działa:

a) obciążenie stałe, składające się z ciężaru własnego zmontowanego przęsła, oraz ciężaru rusztowań;

b) obciążenie ruchome, składające się z wagi najcięższej części mostowej, wysłanej na montaż lub oddziaływania obciążonego tą częścią żórawia, oraz ciężaru ludzi i narzędzi;

c) parcie wiatru na przęsło i na rusztowanie.

Ciężar własny przęsła (bez pomostu i bez łożysk) określa się na podstawie porównania z ciężarem przęseł zbliżonych co do rozpiętości i systemu kraty lub na zasadzie znanych wzorów (por. str. 868). Ciężar mostu działa na rusztowanie w węzłach przęsła za pośrednictwem podłożonych klinów, na których przęsło spoczywa. Ponieważ słupy rusztowaniowe przeważnie znajdują się bezpośrednio pod węzłami, przeto belki główne rusztowania w rzadkich tylko wypadkach narażone są na zginanie od wagi zmontowanego przęsła, a zazwyczaj obciążenie węzła działa bezpośrednio na słup.

Ciężar rusztowań określimy wedle zestawionego uprzednio rysunku, przyjmując wagę 1 m^3 drzewa miękkiego (odkrytego) 900 kg lub wedle wzoru (1), podającego wagę całego rusztowania na długości 1 m b.

$$g = 1{,}006 \,.\, 900 \,.\, C \,.\, h = 905\, Ch \frac{kg}{m \text{ b. przęsła}} \quad \ldots \quad (1)$$

gdzie 1,006 — spółczynnik wprowadzony dla uwzględnienia połączeń żelaznych.

C — ilość m^3 drzewa na 1 m^2 płaszczyzny rzutu pionowego rusztowania. Ilość ta zależy od ilości słupów i zastrzałów w przekroju poprzecznym rusztowań, mianowicie:

jeżeli jarzmo składa się z czterech lub pięciu słupów i dwóch zastrzałów . . . . . $C = 0{,}13 \frac{m^3 \text{ drzewa}}{m^2 \text{ rzutu pion.}}$

jeżeli jarzmo składa się z trzech słupów i dwóch zastrzałów . . . . . $C = 0{,}11$ „

jeżeli jarzmo składa się z dwóch słupów i dwóch zastrzałów . . . . . $C = 0{,}08$ „

h — wysokość rusztowania, wyrażona w metrach od poziomu wody lub ziemi do poziomu pomostu.

Na wypadek jeżeli wysokość rusztowań będzie niższa niż 4,5 *m*, spółczynnik *C* należy powiększyć o 25%.

Jeżeli rusztowania są szczególniej złożone (np. dźwigary drewniane złożone, zazębione itd.), wzór powyższy nie odpowiada rzeczywistości i wtedy wagę należy specjalnie obliczyć. Ponieważ jednak pomyłka w określeniu wagi własnej tylko w małym stopniu wpływa na zmianę naprężeń, a krótki czas trwania rusztowań pozwala na pewne przeciążenie prętów (do 5%), przeto na dokładność określenia wagi można nie zwracać szczególniejszej uwagi.

Wagę największej części nitowanej w fabryce możemy dla przęseł średniej wielkości przyjąć w przybliżeniu równą około 1,7 tonny. Przyjmując ten ciężar jako siłę skupioną, możemy już nie przyjmować pod uwagę obciążenia rusztowania wagą, ludzi i narzędzi. Ponieważ oddziaływanie żórawia, niosącego tę największą część przęsła, będzie mniejsze niż siła skupiona równa wadze tej części, więc przy obliczaniu rusztowań również i oddziaływania żórawia można nie przyjmować pod uwagę.

Ciśnienie wiatru poleca przyjmować M. K., oraz M. R. P. w wysokości 250 kg/m^2. Płaszczyznę, na którą wiatr działa, wedle str. 774.

Spółczynnik pewności na przewrócenie od wiatru przyjmuje się dla rusztowań 1,25.

Naprężenia dopuszczalne. Naprężenia dopuszczalne, ze względu na krótki stosunkowo czas pracy drzewa rusztowaniowego, oraz brak większych wstrząśnień podczas jego pracy, można przyjąć wedle przepisów M. R. P o 50% większe niż dla mostów drewnianych, mianowicie (por. str. 777).

Naprężenia dopuszczalne w kg/cm^2		dla drzewa	
		miękkiego	twardego
Na rozciąganie	$k_r =$	165	180
„ zginanie	$k_g =$	150	165
„ ciśnienie równoległe do włókien .	$k_c =$	97,5	120
„ „ prostopadłe „ „ .	$k'_c =$	22,5	60
„ ścinanie równoległe „ „ .	$k_s =$	18	30
„ „ prostopadłe „ „ .	$k'_s =$	45	60

Obliczenie statyczne rusztowań. Rusztowanie składa się z pali, słupów, zastrzałów, oczepów, rygli, kleszczy, poprzecznic i dyliny (wyściółki).

Poprzecznice pomostu, leżące bezpośrednio pod wyściółką z desek $g = 4$ *cm* ($1^1/_2$''), układa się w odległościach od 600 do 1000 *mm* od siebie, przyjmując ich średnice 16,18 lub 20 *cm*. Oblicza się je na obciążenie ciężarem własnym i ciężarem dyliny, oraz ciężarem najcięższej znitowanej części przęsła, wysłanej z wytwórni na montaż, zakładając, że ciężar ten jako siła skupiona działa w środku rozpiętości na trzy sąsiednie poprzecznice.

Belki główne oblicza się na ciężar własny pomostu, oraz ciężar najcięższej części przęsła, położonej w środku rozpiętości belki głównej. Jeżeli na belkę główną w miejscu nie podpartem słupem przenosi się ciężar zmontowanego przęsła przez kliny, ułożone pod węzłem, to w tym (wyjątkowym) wypadku należy sprawdzić belkę główną również na odpowiedni moment zginający.

Dźwigarami takimi zazwyczaj przykrywa się tylko przejazd, pozostawiony dla statków, ruchu kołowego lub kolejowego.

Jeżeli belka główna składa się z dwóch odrębnych materjałów, np. z szyn żelaznych i z belek drewnianych, co ma miejsce przy przesuwaniach przęseł (patrz fig. 500), to określamy część momentu gnącego przejętego przez oba materjały, wychodząc z założenia, że ugięcie sprężyste obu części belki jest jednakowe, gdyż belki połączono w jednę całość,

$$r_1 = r_2 = \frac{E_1 I_1}{M_1} = \frac{E_2 I_2}{M_2},$$

gdzie r_1 i r_2 — promień ugięcia belek drewnianych i żelaznych, E_1 i E_2 — spółczynniki sprężystości dla drzewa i żelaza, I_1 i I_2 — momenty bezwładności belki drewnianej, względnie żelaznej w cm^4, M_1 i M_2 — części momentu gnącego M, przypadające na oba materjały.

Wtedy: $$M_1 = M \cdot \frac{E_1 I_1}{E_1 I_1 + E_2 I_2} \quad \text{i} \quad M_2 = M \cdot \frac{E_2 I_2}{E_1 I_1 + E_2 I_2} \quad . \quad . \quad . \quad (2)$$

Słupy i zastrzały sprawdza się na wyboczenie, przyjmując za l całą długość pręta, względnie odległość pomiędzy punktami stężeń.

Legary sprawdza się na zginanie od jednostajnego obciążenia ciśnieniem ziemi.

Sprawdzając stałość rusztowania na przewrócenie przez wiatr, zakładamy, że zmontowane przęsło spoczywa całkowicie na rusztowaniu, nie wspierając się na filarach lub przyczółkach. Spółczynnik pewności na przewrócenie nie powinien być mniejszy niż 1,25.

Niekiedy zachodzi potrzeba wzmocnienia kratowego dźwigara żelaznego na czas montażu. Wzmocnienie słupów lub ściegien uskutecznia się zapomocą belek drewnianych, obejmujących słup żelazny z dwóch albo czterech stron. Belki drewniane łączy się ze sobą i z konstrukcją żelazną zapomocą śrub. Sprawdzenie słupa wzmocnionego wykonywa się na zgniecenie, względnie wyboczenie, zakładając, że odkształcenie obu materjałów od napięcia ściskającego jest jednakowe, czyli, że:

$$\frac{\sigma_ż}{E_ż} = \frac{\sigma_d}{E_d} \quad \text{i} \quad \sigma_ż = \frac{E_ż}{E_d}\sigma_d \quad \text{i} \quad \frac{E_ż}{E_d} = \frac{2150000}{110000} \cong 19{,}5, \quad \text{czyli} \quad \sigma_ż = 19{,}5\,\sigma_d.$$

Jeżeli siłę działającą na słup oznaczymy przez P, płaszczyznę przekroju drzewa przez F_d, a płaszczyznę przekroju żelaza przez $F_ż$, to mamy:

$$P = \sigma_d F_d + \sigma_ż \cdot F_ż.$$

Czyli: $$\sigma_d = \frac{P}{F_d + 19{,}5\,F_ż} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (3)$$

Stosując spółczynnik zmniejszający β (por. dział: „Budownictwo"), otrzymamy naprężenie dla drzewa na wyboczenie:

$$k_d \leqq \frac{P}{(F_d + 19{,}5\,F_ż)} \leqq \beta \cdot 97{,}5\ kg/cm^2 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (4)$$

Jeżeli zachodzi potrzeba wzmocnienia pasu dolnego wskutek dodatkowego zginania, to uskuteczniamy to drzewem (por. fig. 495) sprawdzając podług wzorów (2).

Posadowanie rusztowań odbywa się na legarach, palach, a czasami na pontonach lub barkach.

Posadowanie na legarach stosuje się zawsze jako najtańsze, gdy rusztowanie wznosi się na lądzie stałym. Ciśnienie na grunt, zależnie od jego

rodzaju, nie powinno przekraczać 2—3 kg/cm^2. Czasami grunt wzmacnia się zapomocą ubijania kamieni, ułożenia warstwy podkładów itp. Posadowanie na palach stosuje się wszędzie, gdzie tylko pozwala na to dno rzeki. Pale, które osiągnęły grunt stały i nie dają już przy uderzeniu babą wpędu, lub dają nieznaczny, mogą nieść następujące obciążenia:

$\phi = 22\ cm$	$P \leq 20\ t$
$\phi = 27\ cm$	$P \leqq 25\ t$
$\phi = 31\ cm$	$P \leqq 30\ t$

Jeżeli stałego gruntu przy wbijaniu pala nie osiągnięto, to siłę nośną pala określamy podług wzoru Brixa, zakładając wielkość wpędu przy ostatniem uderzeniu babą, lub też przyjmując wpęd otrzymany podczas wbijania próbnego.

$$P = \frac{h \,.\, Q^2 \,.\, q}{e \,.\, (Q + q)^2} \quad \text{(por. str. 710)},$$

gdzie P — obciążenie pala w kg, Q — waga baby w kg, q — waga pala w kg, h — wysokość spadania baby w mm, e — wpęd pala przy ostatniem

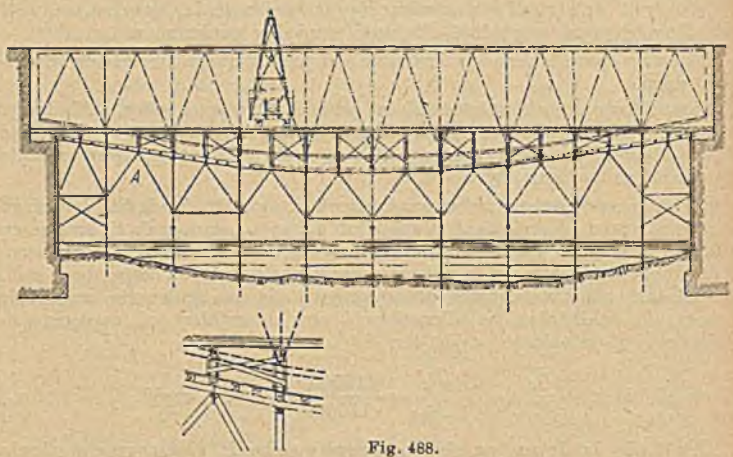


Fig. 488.

uderzeniu baby w mm. Przy rusztowaniach jako budowli czasowej, siłę nośną pala przyjmujemy $= {}^1/_2\ P$, przy budowlach stałych $= {}^1/_3 - {}^1/_4\ P$.

Dla stężenia pali, wbitych w dno rzeki, przy bardzo głębokiej wodzie (∞ 4,5 m), stosuje się ściągacze żelazne podwodne (fig. 491) z żelaza okrągłego, które się przymocowuje jednym końcem do pala przed wbiciem na takiej wysokości, aby po wbiciu dochodziły do dna rzeki, zaś drugi koniec umocowywa się wysoko do innego pala po wbiciu takowego. Długość ściągaczy reguluje się przy pomocy gwintu rzymskiego. Jeżeli ukończenie montażu przed nadejściem wiosennych lodów nie da się uskutecznić, należy przed jarzmami zbudować izbice, oraz wyrąbywać lód naokoło pali.

Jeżeli wbijanie pali jest niemożliwe z powodu okoliczności miejscowych, np. wskutek kamienistego dna, wielkiej głębokości itp., to czasami, gdy rzeka nie jest zbyt bystra i niema wielkiej fali, ustawia się rusztowanie na pontonach. Dla zwiększenia stałości takiego rusztowania daje się mu przeważnie formę drewnianej belki kratowej (Howe'a, Town'a itd.). Można też utwierdzić słupy w skrzyniach, wypełnionych kamieniami.

Montaż na rusztowaniach. Sposób montowania na rusztowaniach jest najdogodniejszy i najczęściej stosowany. Stosować go nie można lub

nie trzeba tam tylko, gdzie dno jest skaliste, bardzo głęboka woda, wielka szybkość rzeki lub wielka odległość przęsła od wody (gdzie koszt wysokiego rusztowania byłby bardzo znaczny).

Rozróżniamy rusztowanie dolne, służące do podparcia przęsła aż do tego stadjum robót, w którem całość oprze się na oporach, oraz górne, służące do zmontowania pasów i wiązań górnych, oraz do ich zanitowania.

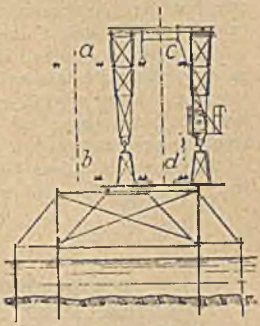


Fig. 489.
(przekrój poprzeczny fig. 488.)

Zamiast rusztowań górnych stosuje się obecnie często żórawie bramiaste zewnętrzne lub wewętrzne przesuwne, służące do montażu; nitowanie zaś odbywa się na pomostach, układanych na samej konstrukcji.

Konstrukcję rusztowań objaśniają następujące przykłady:

a) Rusztowanie do demontażu i montażu mostu na rzece Słucz. Dla zdemontowania dwu starych przęseł równoległych $l = 33{,}7\ m$, oraz zmontowania na ich miejscu przęseł nowych dolnoparabolicznych, zaprojektowano rusztowania (fig. 488 i 489), na których rozmontowanie i zmontowanie każdego przęsła miało odbywać się kolejno.[1])

Słupy, dla dogodności wbijania pali, rozstawiono na zewnątrz istniejących dźwigarów w odległości poprzecznej ok. 7 *m*. Ażeby zmniejszyć rozpiętości

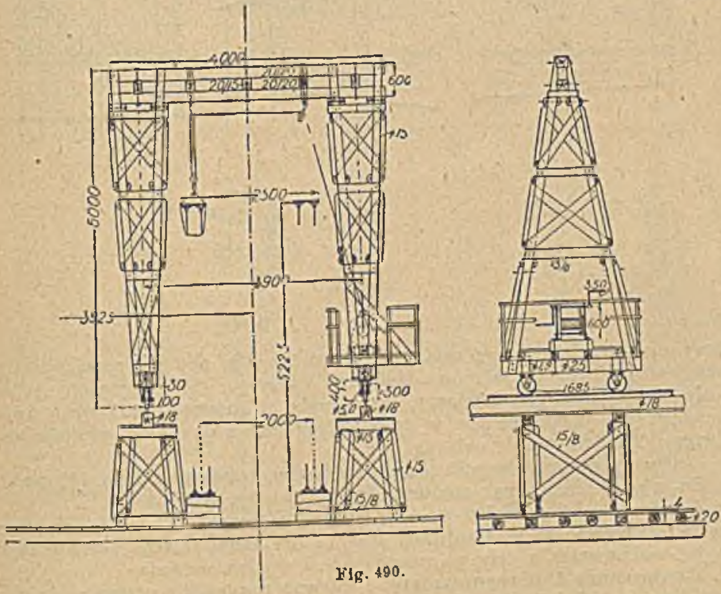


Fig. 490.

poprzecznic pod dźwigarem wewnętrznym przęsła, narazie jeszcze nie demontowanego pomieszczono trzecią belkę główną, którą w jarzmach podparto zastrzałami.

[1]) Na fig. 488, 491 i nast. linje pełne oznaczają zarys rusztowania, linje kreskowane zarys dźwigarów żelaznych.

Dla udogodnienia demontażu i montażu pobudowano na pomoście specjalnym żóraw bramiasty drewniany o napędzie ręcznym i sile nośnej, równej wadze najcięższej, wysłanej na montaż, sztuki ok. 2000 *kg* (por. fig. 490).

b) Rusztowania montażowe mostu na rzece Dźwinie Zachodniej w Rydze. Montaż 7 przęseł o rozpiętości $l = 84{,}36\ m$ odbywał się na rusztowaniu, pokazanem na fig. 491, które składa się z trzech zasadniczych części: rusztowania dolnego, górnego, oraz dwóch żórawi bramiastych.

Rusztowanie dolne, którego pale z powodu głębokiej wody powiązano ze sobą prętami żelaznemi (por. fig. 491), posiadało pomost, służący do zmontowania ściągu, wiązań wiatrowych i jezdni oraz rusztowania górnego. Rusztowanie przenoszono na nowe miejsce stosownie do postępu roboty dla zmontowania następnych przęseł.

Rusztowanie górne posiadało dwa pomosty — górny, po którym posuwały się żórawie i dolny dla montażu pasu dolnego dźwigaru łukowego.

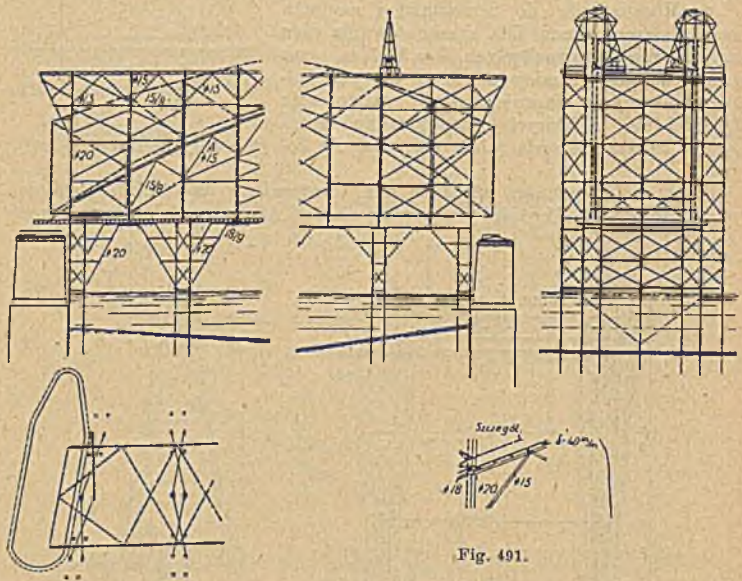


Fig. 491.

Słupy rusztowania górnego ustawiano w ten sposób, aby nie przeszkadzały ustawieniu wieszadeł i słupów dźwigara łukowego. W miejscach, gdzie miały być zmontowane dźwigary, wytworzono w rusztowaniu górnem dwie szczeliny, nie pomieszczając w tych szczelinach żadnych krzyżulców ani kleszczy. Żórawie przedstawia fig. 492.

c) Otwory, pozostawione dla przepływu tratew, przedstawiają fig. 493 (most na Bugu pod Terespolem), rusztowanie piętrowe fig. 494.

Jeżeli zachodzi potrzeba otworów jeszcze większych, można do ich przykrycia zastosować belki drewniane kratowe lub nawet żelazne, które wciąga się już zmontowane z dołu na rusztowanie i w niem ustawia.

Montowanie z przesuwaniem. Ponieważ montaż nie zawsze może być wykonany na właściwem miejscu, z powodu niemożności postawienia rusztowania wskutek skalistego dna, bardzo głębokiej wody, wielkiej odległości pomiędzy przęsłem a wodą, wymaganej bardzo znacznej szybkości wykonania montażu, znacznych kosztów rusztowania itp., przeto czasami wybiera się drogę trudniejszą, montując przęsła na brzegu i nasuwając je później na swoje miejsca.

Nasuwanie może być poprzeczne, jeżeli przęsło toczy się w kierunku do osi mostu prostopadłym, i podłużne, jeżeli przesuwane przęsło toczy się wzdłuż osi.

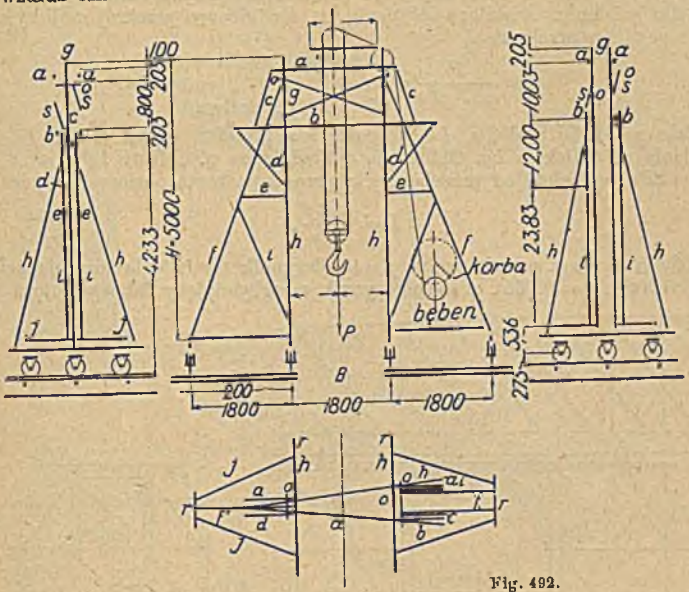


Fig. 492.

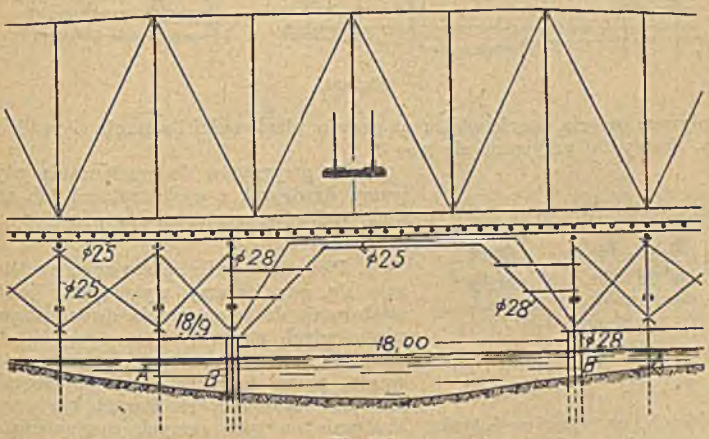


Fig. 493.

Przetaczanie odbywa się na wałkach żeliwnych lub stalowych po torze ułożonym z szyn. Wałki bywają cylindryczne ze zgrubieniami na końcach (fig. 495), ze zgrubieniami w środku (fig. 496), lub zupełnie bez zgrubień (fig. 499). Zgrubienia służą jako kierownice.

Niekiedy łączy się w osobne wózki po kilka wałków. Jeżeli pas dolny toczy się bezpośrednio po wałkach, to wałki muszą mieć wgłębienia dla

przepuszczenia główek nitów. Zamiast wałków używa się niekiedy wózków o specjalnej konstrukcji.

Liczbę wałków, potrzebnych do przetoczenia przęsła, określa się zwykle wedle wielkości średniego ciśnienia na średnicowy przekrój wałka, które nie powinno przekraczać:

$$\sigma = \frac{P}{n \cdot l \cdot 2r} \leqq \begin{matrix} 50\ kg/cm^2 \text{ dla stali twardej,} \\ 35 \quad \text{„} \quad \text{„} \quad \text{„ miękkiej,} \\ 25 \quad \text{„} \quad \text{„} \quad \text{„ żeliwa,} \end{matrix}$$

gdzie n = ilość wałków, l = długość, r = promień wałka w cm, P = ciśnienie na wałek w kg. Obliczenie dokładniejsze p. „Mosty żelazne".

Siła potrzebna od przeciągnięcia przęsła po torze poziomym wynosi:

$$P = \frac{nRf}{2r},$$

gdzie R = waga przęsła w kg, f = spółczynnik tarcia (dla toczenia żelaza po żelazie, $f = 0{,}065$), n = spółczynnik uwzględniający falowanie toru pod

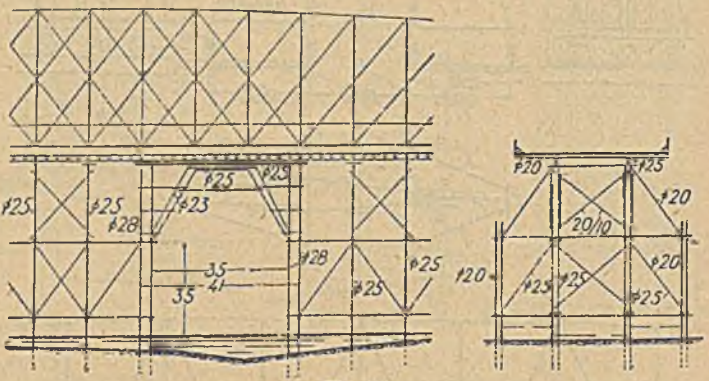


Fig. 494.

wpływem ugięcia, parcie wiatru na przęsło, nierówności i zatarcia się wałków itp. Zazwyczaj przyjmuje się $n = 3$.

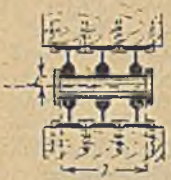


Fig. 495.

Fig. 496.

Jako przyrządów do przetaczania używamy dźwigarek z wielokrążkami lub bez nich, wciągów, a czasami dźwigów różnych systemów.

1. Przesuwanie poprzeczne stosuje się, gdy chcemy wykorzystać jedno rusztowanie do zmontowania dwóch przęseł równoległych mostu dwutorowego. Wtedy przęsło pierwsze montuje się na rusztowaniu, potem przesuwa się je poprzecznie po torze, ułożonym na filarach lub przyczółkach, na właściwe łożyska. Następnie na tych samych rusztowaniach montuje się przęsło drugie, którego już się nie przesuwa, lecz tylko opuszcza na łożyska. Obecnie najczęściej stosuje się przesuwanie poprzeczne dla zamiany na most stały, prowizorjum mostowego, obok którego buduje się rusztowanie, na niem montuje przęsło, następnie przerywa ruch, usuwa prowizorjum, układa tor do przesuwania i przesuwa samo przęsło. Jeżeli dla jakichś powodów przesuwać po filarach lub przyczółkach nie można, to wtedy buduje się specjalny tor pod węzłem podporowym lub pierwszym węzłem pasa dolnego.

Fig. 497 przedstawia przesunięcie poprzeczne przęsła ($G = 148$ *t*) mostu na Bugu na linji Warszawa—Wilno. Dokonano go na wałkach po torze, ułożonym z jednej strony na przyczółku, a z drugiej na belce żelaznej, przerzuconej pomiędzy dwoma słupami, stanowiącymi filar istniejącego częściowo mostu, którego jedno zburzone przęsło było zastąpione prowizorjum drewnianem (fig. 497). Część górną toru stanowiły dwie szyny, przymocowane do poprzecznic wyrównanych odpowiednio podkładkami, główkami na dół. Część dolną, cztery szyny przymocowane do podkładów hakami, a ustawione główkami do góry. Wałki stalowe (po 10 z każdej strony przęsła) miały średnicę 100 *mm*. Samego przeciągnięcia dokonano zapomocą dwóch

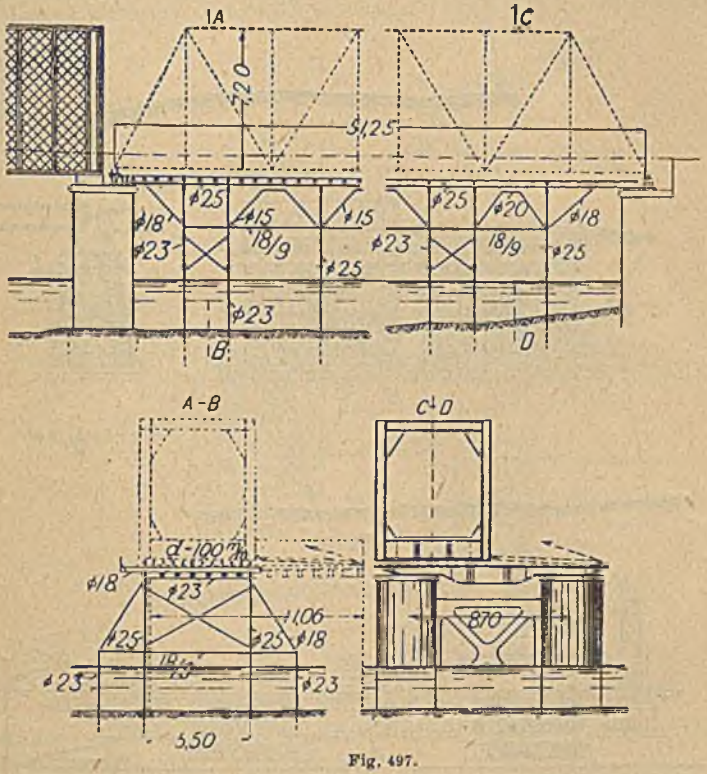


Fig. 497.

wciągów dziesięciotonnowych. Przesunięcie wynosiło ∞ 5 *m*, a trwało 2 godziny ($v = 2{,}5$ *m*/godz.).

Przesunięcia jednego z przęseł mostu na Bugu pod Fronołowem ($G = 445$ *t*) z toru nieczynnego (pod którym ustawiono rusztowanie) na czynny, dokonano na torach, ułożonych z jednej strony na filarze kamiennym, z drugiej na filarze żelaznym, zbudowanym na miejsce kamiennego, zburzonego podczas działań wojennych (fig. 498). Filar żelazny wzmocniono tu drzewem. Przeciągania dokonano zapomocą dwóch wciągów dziesięciotonnowych. Czas trwania przetaczania na odległość 7,70 *m* wyniósł $2^3/_4$ godziny ($v = 2{,}8$ *m*/godz.), około 2,8 *m* na godzinę. Znacznie więcej czasu zabrało zdjęcie przęsła z łożysk i przesunięcie tych ostatnich na nowe miejsca, oraz opuszczenie przęseł na łożyska.

Na fig. 499 pokazano przesunięcia poprzeczne zapomocą dźwigarki, ustawionej na przęśle, oraz kompletu wielokrążków. Jako toru górnego

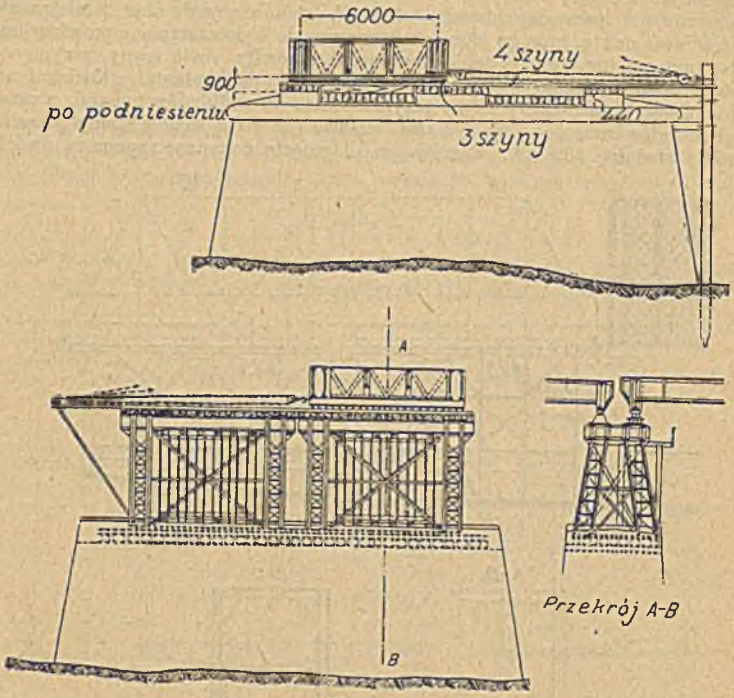


Fig. 498.

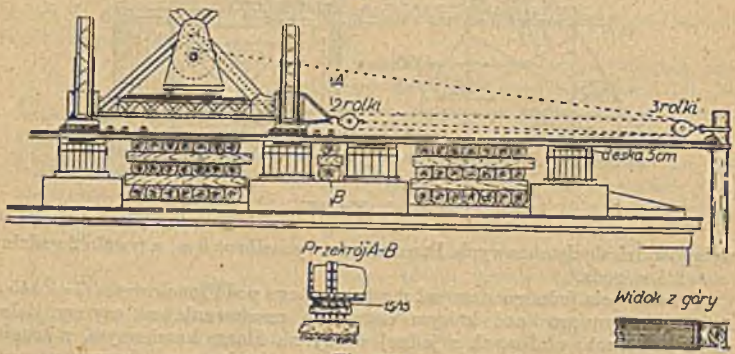


Fig. 499.

użyto krótkich belek dębowych, przymocowanych na miejscu odjętych wahaczy górnych.

Wadę toru dolnego stanowi tu jednak różny stopień osiadania materjałów, podtrzymujących szyny pod wpływem ciśnienia. Tę różnicę możnaby zmniejszyć, gdyby drzewo postawione było na sztorc.

2. Przesuwanie podłużne może być wykonane jako:

a) przesuwanie po rusztowaniach;

b) przesuwanie z zastosowaniem dzióba (awanbeku);

c) przesuwanie na oporach pływających.

a) Przesuwanie po rusztowaniach używane jest w razie możności pobudowania w otworze rusztowania.

Fig. 500 przedstawia przesunięcie podłużne przęsła mostu na Bugu na linji Siedlce—Lida pod Fronołowem. Na rusztowaniu umieszczono 2 tory po 4 szyny w każdym; na torach zaś ułożono 72 wałków stalowych o średnicy 150 *mm*. Do pasów dolnych umocowano 3 szyny za pośrednictwem klocków drewnianych, ułożonych w odległości około 0,75 *m*. Przetoczenia

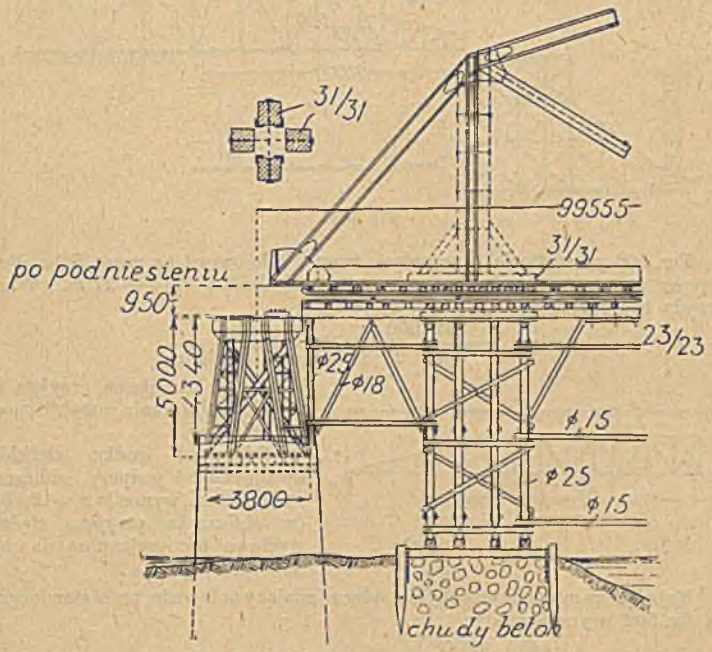


Fig. 500.

zapomocą trzech dźwigarek, ustawionych na przyczółku, dokonano w ciągu dziesięciu godzin (10 *m* na godzinę).

b) Przesuwanie z dzióbem (awanbekiem). Przesuwanie przęseł przez większy otwór, którego nie można zarusztować, opiera się na zasadzie zrównoważenia wysuniętego w otwór t. zw. dzióba (awanbeku) i części przęsła ciężarem pozostałej na brzegu części przęsła. Dziób (awanbek) stanowi konstrukcję możliwie lekką, celowo do przesuwania zbudowaną, mającą środek ciężkości możliwie blisko tego końca, którym konstrukcja przytwierdza się do przęsła, gdyż chodzi o otrzymanie możliwie małego momentu przechylnego. Czasami dla przeciwdziałania momentowi przechylnemu trzeba zastosować przeciwwagę. Ponieważ sposób działania sił zewnętrznych na przęsło przy nasuwaniu jest inny od tego, na który przęsło było obliczane, przeto przęsło należy przeliczyć na nowe warunki obciążenia i wzmocnić te pręty, które okażą się za słabe.

Sposób przesuwania stosowany był często, gdy budowane były belki ciągłe, które przy przesuwaniu nie potrzebowały przeciwwagi, a czasami i awanbeku. Belki na dwóch oporach przeważnie wymagają awanbeku, przeciwwagi i wzmacniania prętów. Długość dzióba przyjmuje się zwykle 0,6 l do 0,7 l. Ponieważ wysunięty w otwór koniec przęsła i awanbek uginają się, więc należy je obliczyć i odpowiednio podnieść nos awanbeku, aby przy osiągnięciu przeciwległej opory trafić na powierzchnię wałków.

Fig. 501 przedstawia przesunięcie wiaduktu o rozpiętości 40 m w Strzemieszycach nad torami, gdzie częściowo nie można było ustawić rusztowań.

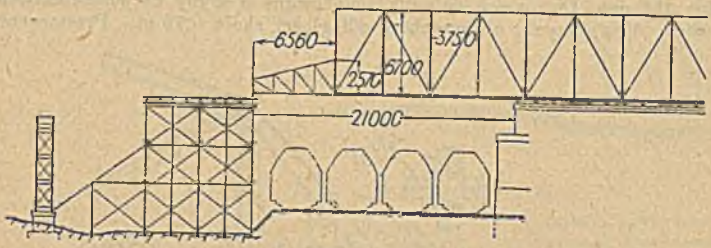


Fig. 501.

Fig. 502 przedstawia przesunięcie mostu kolejowego na rzece Bóbr. Rozpiętość przęsła wynosiła $l = 45\ m$, długość dzióba $0{,}6\ l = 27\ m$. Waga przęsła bez łożysk $129\ t$,

$$\text{więc: } g = \frac{129000}{45 \,.\, 2} = 1433\ \frac{kg}{m \text{ b. dźwigaru}}.$$

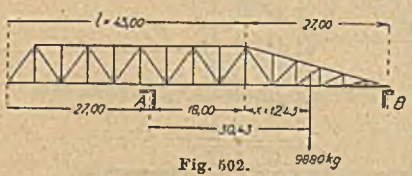


Fig. 502.

Waga awanbeku przyjęta na zasadzie obliczenia przybliżonego $= 19760\ kg$.

Odległość środka ciężkości awanbeku od podpory, obliczona rachunkowo, wynosiła $x = 12{,}43\ m$ (w obliczeniu przyjęto ciężary węzłowe proporcjonalne do wysokości słupów).

Największy moment przechylny, odpowiadający położeniu, przedstawionemu na fig. 502, wynosi wtedy:

$$M = \frac{1433 \,.\, 1800^2}{2} + 9880 \,.\, 30{,}43 = 54923000\ kgcm.$$

$$\text{Moment stałości: } M_1 = \frac{1433 \,.\, 2700^2}{2} = 52233000\ kgcm.$$

Ponieważ moment przechylny okazuje się większy niż moment równoważny, przeto tylną część przęsła obciążamy przeciwwagą. Zakładając, że wypadkowa przeciwwagi będzie odległą o 1 m od teoretycznego punktu opory i że stosunek pomiędzy momentami równoważnym i przechylnym będzie:

$$\frac{M_1}{M} = 1{,}1,$$

określimy wielkość przeciwwagi G z równania:

$$G \,.\, 2600 + 52233000 \,.\, 2 = 54923000 \,.\, 2 \quad 1{,}1$$

$$G = \frac{2\,(54923000 \,.\, 1{,}10 - 52233000)}{2600} \cong 6300\ kg.$$

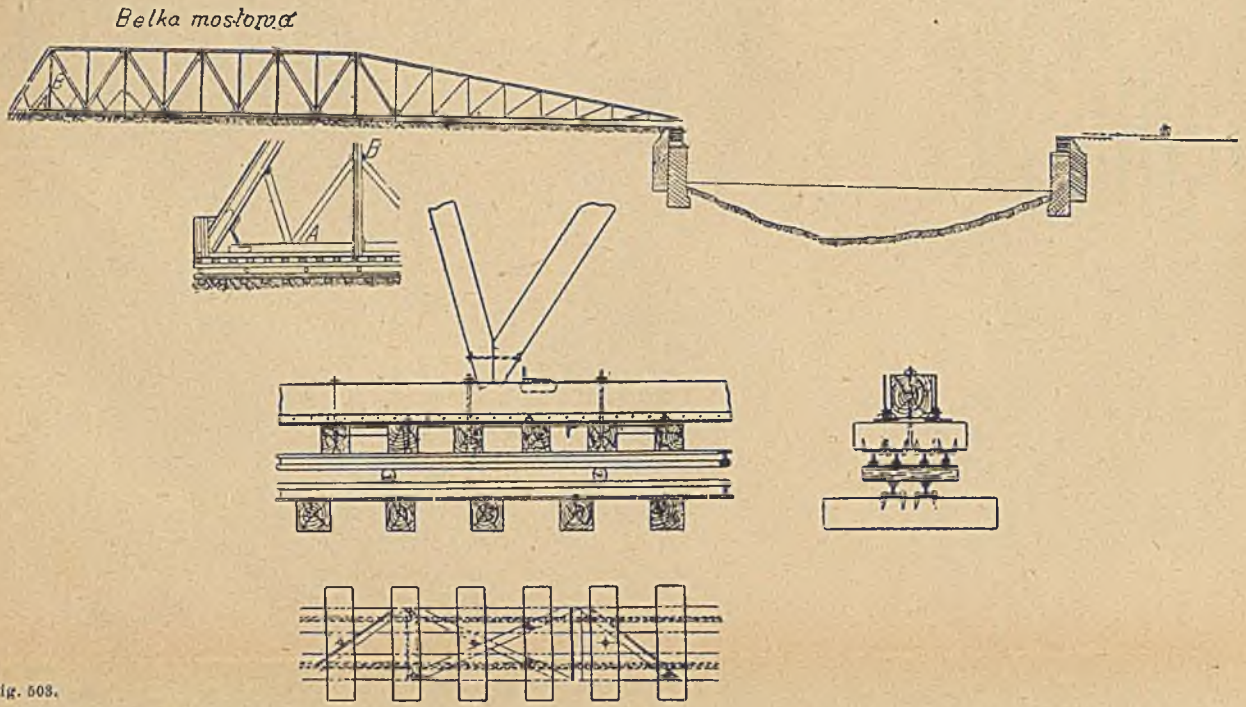


Fig. 503.

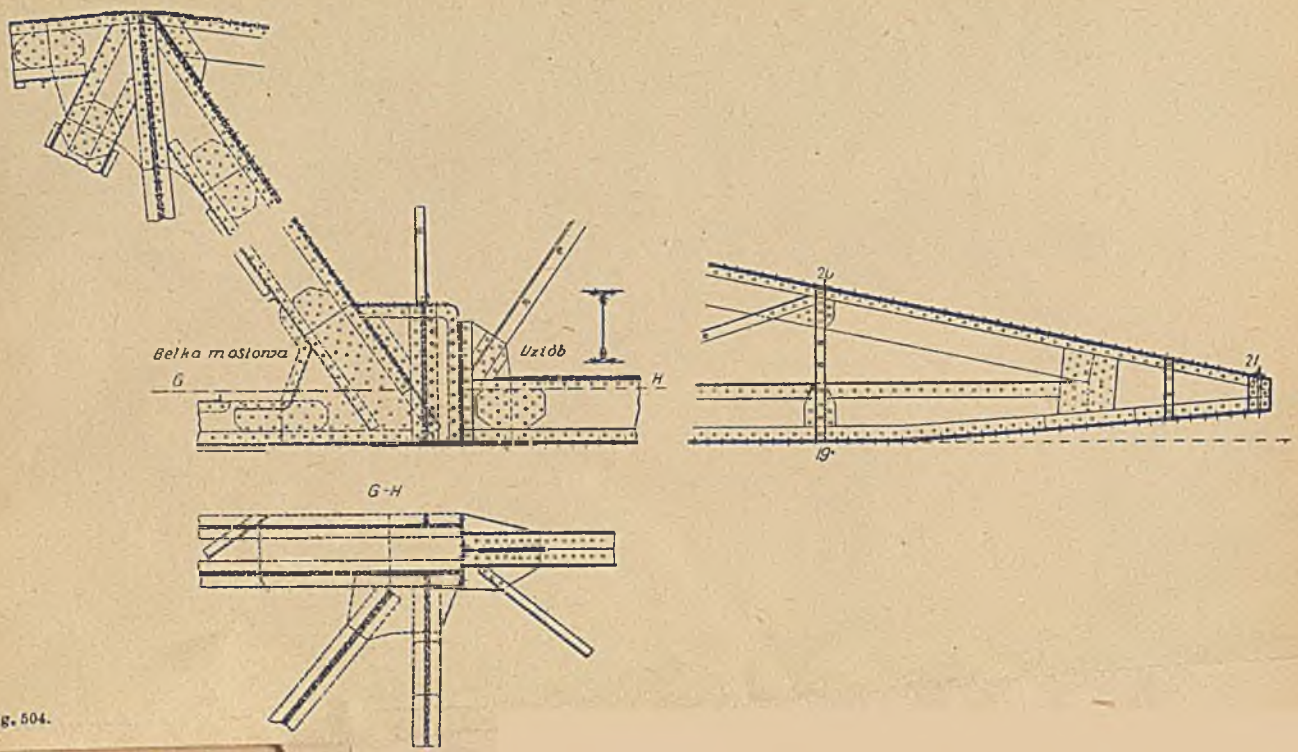


Fig. 504.

Naprężenia w prętach dzióba i zwisającej części przęsła wyznacza się wykreślnie dla różnych położeń zespołu, poczynając od położenia, oznaczonego na fig. 502, a następnie umieszczając kolejno każdy węzeł dzióba nad prawą oporą B, przy przyjęciu, że całe oddziaływanie tej opory przenosi się zapomocą pierwszego wałka. Zwisającą część przęsła sprawdza się również dla tych samych położeń dzióba i ewentualnie wzmacnia wedle fig. 503. Ponieważ pas dolny awanbeku zginany jest prawą oporą, przeto trzeba określić wielkość tego oddziaływania dla środka każdego pola i sprawdzić każdą część pasa dolnego również na zginanie. Dziób wykonuje się jako belkę kratową żelazną z uwzględnieniem stężeń poprzecznych (fig. 504).

Wielkość ugięcia wystającej części przęsła i dzióba, podczas położenia, odpowiadającego pokazanemu na fig. 502, określa się rachunkowo lub wykreślnie. W danym wypadku wynosiło ono 37,3 *mm*; o odpowiednią też wielkość podniesiono koniec dzióba (por. fig. 504), aby, dosięgnąwszy prawej opory, oparł się na wałki.

c) Przesuwanie przy pomocy podpór pływających.

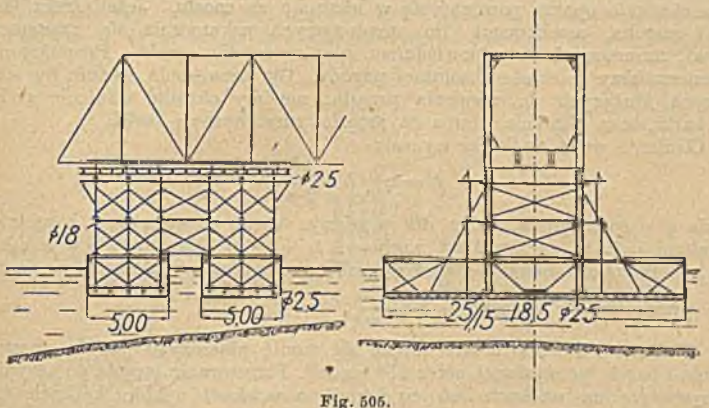


Fig. 505.

Podpory pływające są to barki z ustawionemi na nich rusztowaniami (fig. 505).

Największe zanurzenie się podpory pływającej określamy w następny sposób:

Niech oznacza: A — oddziaływanie przęsła na oporę. Oddziaływanie to jest większe, niż waga połowy przęsła, gdyż opory nie ustawia się pod końcem przęsła, lecz koniec ten wystaje, aby mógł oprzeć się na filarze lub przyczółku przy końcu przesunięcia.

G — waga rusztowań, przyrządów i barek.

Q — waga balastu wodnego.

Balast wodny służy dla wyrównania poziomu barki w razie ewentualnego opadnięcia poziomu rzeki w czasie przesuwania, jak również stanowi on tę konieczną ilość wody, której już węże ssące pomp ściągnąć nie mogą (średnio 0,25 *m*). Jeżeli przewidywane opadnięcie poziomu wody w czasie przesuwania jest h, to waga balastu wodnego określi się wzorem:

$Q = F(h + 0{,}25)\,\gamma_{1c} = 0{,}7\,l\,b\,(h + 0{,}25)$ (w tonnach i metrach; por. str. 800).

Siła nośna barki powinna wynosić:

$$P = 1{,}25\,(A + G + Q),$$

gdzie 1,25 — spółczynnik zwiększający, wprowadzony na nieprzewidziane ewentualności.

Wobec powyższego największe zanurzenie się barek określi się ze wzoru:

$$z = \frac{P}{F} = \frac{P}{0{,}7 \,.\, l \,.\, b} \text{ (w metrach)},$$

gdzie l — długość barki, b — szerokość w metrach.

Konstrukcję opór pływających pokazano na fig. 505. Ażeby uchronić ścianki barek od odkształceń, spowodowanych ciśnieniem wody, wzmacnia się je zapomocą zastrzałów (por. str. 800). Czasami cały spód rusztowania, opierający się bezpośrednio o dno i ścianki barek, buduje się dla większej sztywności w formie dźwigara drewnianego. Na tym dźwigarze wspiera się dopiero właściwe rusztowanie.

Zazwyczaj ciągnie się bezpośrednio przęsło przy pomocy lin, nawijających się na bębny dźwigarek, ustawionych na podporze lub poza nią. Ażeby zaś barki w czasie przesuwania zdążały za niem, przytwierdza się je do przęsła z obu stron linami. Dla uchronienia opory pływającej od zniesienia jej prądem rzeki lub zepchnięcia przez wiatr, rozpina się z obu stron stalowe liny, utwierdzone na obu brzegach, tak jednakże, ażeby to rozpięcie nie przeszkadzało oporze poruszać się w kierunku osi mostu. Jeżeli rzeka jest zbyt szeroka, umocowanie lin rozpinających uskutecznia się zapomocą kotwi, zanurzonych w odpowiedniem miejscu w dno rzeki. Przeciąganie uskuteczniamy w czasie absolutnej pogody. Dla oznaczenia średnic lin stalowych, służących do rozpięcia przęsła, musimy określić ciśnienie wody na barki, oraz ciśnienie wiatru na przęsło, rusztowanie i barki.

Ciśnienie wody na barki wynosi:

$$P = \varphi \,\gamma\, b\, h \,\frac{v^2}{2g},$$

gdzie φ — spółczynnik, który dla przekroju barek prostokątnego z zaokrągleniami $= 1$, γ — waga $1\ m^3$ wody $= 1\ t$, V — prędkość wody w m/sek., b i h — szerokość barek i głębokość ich zanurzenia, wyrażona w metrach, g — przyspieszenie ziemskie $= 9{,}81\ \frac{m}{\text{sek}}$.

Wielkość ciśnienia wiatru równa się sumie płaszczyzn przęsła, rusztowania i barek, pomnożonej przez $250\ kg/cm^2$. Przesuwanie przęsła po nasypie odbywa się na wałkach lub co lepiej na wózkach o kilku kółkach, toczących się po kilku szynach.

Istnieją trzy sposoby przesuwania przy pomocy podpór pływających.

1. Przęsło, zmontowane na nasypie lub na rusztowaniu stojącem na brzegu w kierunku osi mostu, nasuwa się jednym końcem na oporę pływającą. Wspierając się na niej, zostaje ono przeciągnięte do następnego przyczółka lub filaru.

Tok roboty przy przesuwaniu przęsła: Przęsło, zmontowane na nasypie, wysuwa się poza przyczółek tak daleko, aby zmieściła się pod niem podpora pływająca, w którą napompowuje się wody tak dużo, aby podpłynęła pod wystający koniec mostu. Następnie część wody wypompowuje się, aż podpora uniesie koniec przęsła, poczem następuje przesuwanie. Po przybyciu do filara lub przyczółka woda napompowuje się do barek, aż przęsło opuści się na łożyska. Podpora pływająca podpływa pod drugi koniec przęsła i znowuż tym samym sposobem, służąc zamiast dźwigów, opuszcza przęsło na łożyska. Jeżeli przęsło ma być przeniesione do następnego otworu, to, po dosięgnięciu filara przez koniec przęsła, druga podpora ruchoma podpływa pod koniec przęsła od strony przyczółka i unosi je. Przęsło przeciąga się dalej po filarze, aż do położenia, w którem analogicznie do początku operacji, podpora pływająca pierwsza, opłynąwszy filar, będzie mogła dźwignąć przęsło, aby je poprowadzić dalej, jak w otworze pierwszym.

Przesuwanie podłużne zapomocą opór pływających posiada następujące wady: położenie środka ciężkości wysoko nad poziomem wody daje wielki

moment wywrotowy, ustawienie zaś przęsła jednym końcem na oporze stałej, a drugim na ruchomej, zależnej od falowania, parcia wiatru, wody itp. nie daje bezwzględnej gwarancji przed odkształceniem prętów przęsła, a nawet przed zsunięciem się przęsła z opory pływającej.

2. Drugim sposobem zastosowania podpór pływających jest nadwożenie przęseł na oporach pływających. W miejscu najodpowiedniejszem przy brzegu rzeki buduje się rusztowanie do wysokości, odpowiadającej położeniu przęsła na przyczółkach. Od rusztowania tego, prostopadle do jego kierunku, buduje się dwa występy tej samej wysokości, na których układa się tor do nasuwania poprzecznego przęseł. Przęsła montuje się na rusztowaniu, a po ukończeniu, przesuwa się je na występy; na rusztowaniu zaś montuje się przęsła następujące. W otwór pomiędzy występami wprowadza się pod zmontowane przęsło odpowiednie podpory pływające, podnosi się na nich przęsło i podczas zupełnej pogody, korzystając z parostatków, jako siły pociągowej, przewozi się je na właściwe miejsce. Zaletami tego sposobu w porównaniu z uprzednim jest to, że przęsło, opierając się z obu stron na podporach pływających, nawet gdyby było zniesione prądem lub parciem wiatru, nie jest narażone na przewrócenie. Ważną również zaletą tego sposobu jest to, że może on być zastosowany do przewozu przęseł, mających

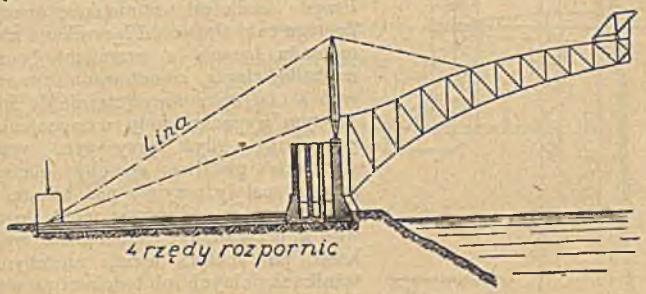


Fig. 506.

pas dolny wypukły lub wklęsły. Jednakże ujemna cecha zastosowania opór pływających, mianowicie wielki moment wywrotowy, występuje i tutaj w całej rozciągłości.

3. Czasami, gdy niema możności postawienia rusztowania w otworze, ale zato można je postawić przy brzegu, stosuje się sposób trzeci, polegający na tem, że przęsło, zmontowane wzdłuż brzegu na rusztowaniach, jednym końcem spoczywa na przyczółku, a drugim na oporze pływającej. Po ukończeniu montażu, przy zastosowaniu odpowiednich urządzeń mechanicznych na przyczółku następuje nasunięcie przęsła w otwór, przyczem podpora pływająca zatacza łuk 90°, a koniec na oporze obraca się około własnej osi.

Montaż bez rusztowań stosujemy, gdy rusztowania są niemożliwe lub byłyby zbyt drogie z powodu bardzo wysokich brzegów, bardzo głębokiej i bystrej wody, skalistego dna itp. Zasada jego polega na wykorzystaniu właściwości belki jednym końcem utwierdzonej lub wystającej (przewieszonej).

Montaż zaczyna się od opory i polega na ciągłem dodawanie nowych, odpowiednio skonstruowanych części, ku środkowi przęsła, zwykle z obu stron jednocześnie przy pomocy specjalnych żórawi. Montaż przęseł belkowych i łukowych rozpoczyna się umocowaniem narożnika (słupa lub skosu oporowego, na górze i na dole do jakichś solidnych punktów stałych, np. do istniejącego już przęsła, przyczółka itp.; fig. 506). Ponieważ pręty obliczone były dla ustroju inaczej pracującego, niż to ma miejsce podczas mon-

tażu, przeto niekiedy wypada je wzmocnić. Do tego typu montażu nadają się najbardziej mosty wspornikowe w swych częściach wystających, ponieważ otrzymują w czasie montażu naprężenia analogiczne do tych, na jakie były obliczone, a przeważnie mniejsze (gdyż w czasie montażu niema na moście obciążenia ruchomego). Najczęściej przęsła przybrzeżne tych mostów montuje się na rusztowaniach, a wsporniki — bez rusztowań. Przęsła środkowe wiszące wciąga się z dołu jako już zmontowane lub też montuje się je bez rusztowań, jak przęsła belkowe.

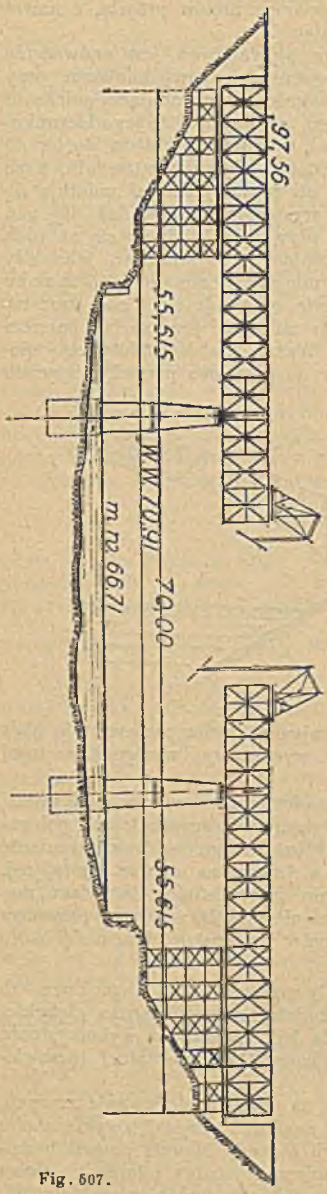


Fig. 507.

Na fig. 507 podano projekt montażu przęseł systemu Roth-Waagnera mostu na Niemnie pod Grodnem. Większą część obu przęseł brzeżnych zmontowano na rusztowaniu, a pozostałe części bez rusztowań, podając pręty przy pomocy żórawia. Przęsło środkowe, zamienione specjalnie do tego celu służącemi łącznikami na czas montażu łącznie z przęsłami bocznemi na belkę ciągłą, zmontowano bez rusztowań z obu stron równocześnie do środka. W tym wypadku pręty wzmocnienia nie potrzebują, gdyż przy tym systemie wszystkie możliwe sposoby obciążenia przęsła zostały przyjęte pod uwagę. Dostawa prętów pod żóraw może się odbywać z przyczółków maleńkiemi wagonikami po lekkim torze, ułożonym na tężnikach dolnych lub łodziami po wodzie. Na końcu pasa dolnego pod żórawiem wiesza się bardzo lekkie, wystające ku środkowi rzeki rusztowanie dla ludzi, łączących pręty nowe do dawnych. Ażeby końce wystających wspornikowo, a montowanych bez rusztowań części przęsła środkowego pomimo ugięcia zeszły się w położeniu takiem, iżby je można było połączyć, czyli, aby pasy górne i dolne zetknęły się jednocześnie, a słupy były pionowe, zastosowano sposób następujący: Obliczono kąt, jaki utworzy styczna do końca odkształconej osi wspornika z linją poziomą. Nazwijmy ten kąt literą φ. Będzie to ten sam kąt, który utworzy kierunek słupa końcowego w zwisającej odkształconej części przęsła z linją pionową. Następnie na filarach podniesiono oba przęsła na tyle, aby kąt utworzony kierunkiem pasu dolnego z linją poziomą był również φ. Przy montowaniu części wspornikowych w takiem położeniu słupy środkowe przy łączeniu obu części, spotykających się, były pionowe. Milimetrowe różnice łatwo było zregulować, ustawiwszy na filarach dźwigi hydrauliczne na wałkach, skierowanych

poprzecznie, a to w tym celu, ażeby doprowadzić końce do zetknięcia się na wypadek, gdyby okazała się różnica w płaszczyźnie poprzecznej. Rzeczywistość potwierdziła obliczenia w zupełności.

Do tego samego rezultatu dojść byłoby można opuszczając końce przybrzeżne przęsła, tak aby otrzymać pomiędzy pasem dolnym a linją poziomą kąt φ. Można było również podnieść, opuszczony na strzałkę ugięcia, koniec wspornikowo wystającej części przęsła zmontowanego poziomo zapomocą lin stalowych, przerzuconych przez pilon, ustawiony nad filarem, i zamocowanych do przęsła przybrzeżnego. Zapomocą skrócenia mechanicznego tych lin możnaby doprowadzić słup środkowy do położenia pionowego.

Montaż przęseł o rozpiętości $69 + 57 + 69$ *m*, wagą około 750 *t*, trwał 34 dni.

LITERATURA.

Pszenicki A.: O montowaniu mostu na Niemnie pod Grodnem. Przegl. Techn. 1923 r.
Ciszewski J.: Montaż i spławianie dźwigarów wielkiej rozpiętości. Przegl. Techn. 1924 r.
Ciszewski J.: Odbudowa mostu na Wiśle we Włocławku. Przegl. Techniczny. 1924 r.
Chróścielewski A.: Przesunięcie podłużne i poprzeczne mostu na Bugu. Przegląd Techniczny. 1921 r.
Chróścielewski A.: Montaż prowizorjum mostowego mostu Poniatowskiego w Warszawie. Przegląd Techniczny. 1924 r.
Schmidt Michel: Montages des ponts et charpentes, Mémoires de la Soc. d. Ing. Civ. 1900 r.
Erection of Bridges. (The Railway Engineering: 1905, Dec.; 1906, Nov.; 1907, Apr., June, Aug., Oct., Nov.; 1908, Jan., Mar., May, Aug., Dec.).
Hdb. der Ing.-Wiss.: Der Brückenbau. VI. Abt. 1903 r.
Bernhard K.: Eiserne Brücken. 1911 r.
Schönhöfer R.: Die Haupt-, Neben- und Hilfsgerüste im Brückenbau. 1911 r.
Kirchner: Rüstungsbau. 1925.
Prokofiew J.: Żeleznyje mosty. 1911 r.
Paton O. E.: Żeleznyje mosty. 1910 r.

Wzmacnianie mostów żelaznych.

Napisał

inż. Aureljusz Chróścielewski,

Mińsk Mazowiecki.

Mosty istniejące wzmacnia się, gdy stają się za słabe z uwagi na zwiększające się z czasem obciążenia. Wedle przepisów M. R. P. potrzebne jest wzmocnienie tych części mostu, których naprężenia wskutek zmiany obciążeń przewyższą o 20% granicę dopuszczalną. Ta sama przewyżka przyjęta jest w Niemczech i Rosji; we Francji natomiast 33%. Dla M. K. wzmacnia się przęsła, obliczając je na normy *A*, *B* lub *C*, przy naprężeniach dopuszczalnych podług warunków z 1923 r.

Zaznaczyć należy, że wzmacnianie mostów wogóle nie jest pożądane; praca materjału nie będzie się bowiem odbywała w tych samych warunkach; lepiej jest nawet nieco przekroczyć naprężenia dopuszczalne. Niemniej wzmacnianie stosowane bywa dość często, tem bardziej dziś, gdy warunki finansowe uniemożliwiają wymianę mostów na większą skalę.

Ogólne warunki wzmacniania mostów. Przystępując do wzmacniania mostu, trzeba wypróbować materjał przęsła. Dla tego celu należy wziąć próbki z prętów najbardziej pracujących i zbadać je, czy pod wpływem drgań i naprężeń, przechodzących czasami poza granice sprężystości, materjał nie uległ częściowej krystalizacji, wskutek której wytrzymałość i spręży-

stość jego mogły spaść poniżej granic dopuszczalnych. Zależnie od otrzymanych rezultatów rozstrzyga się, czy należy stare przęsło zastąpić nowem (jeżeli żelazo okazało się nieodpowiednie), czy należy most wzmocnić, czy też można most pozostawić bez wzmocnienia (o ile naprężenia nie przekroczyły dopuszczalnych o 20% i o ile żelazo jest zadowalające, a stan ogólny przęsła nie wykazuje wadliwości.)

Przyjmując, że (średnio) cena kilograma żelaza, służącego do wzmocnienia jest dwukrotnie wyższa od ceny *kg* konstrukcji nowej, uwzględniając

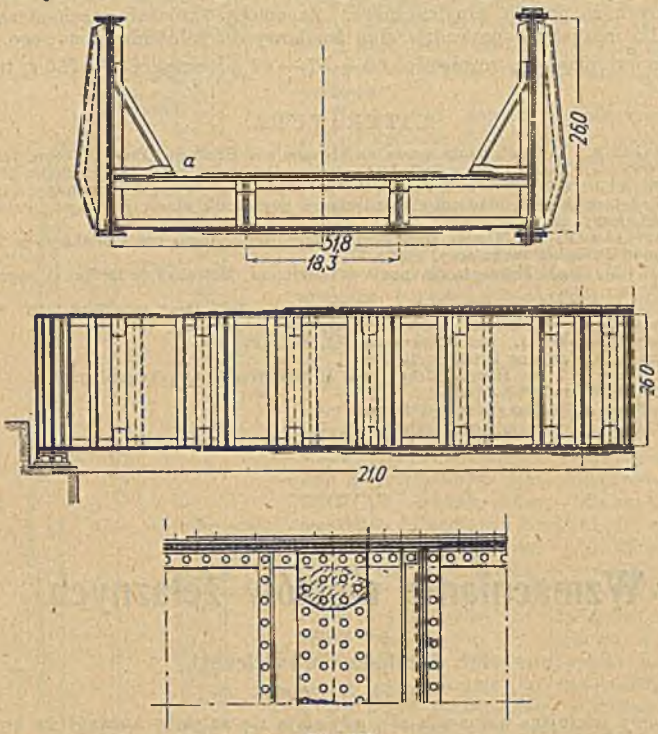


Fig. 508.

nadto, że moc, trwałość itd. są niższe w moście wzmacnianym niż w moście nowym, dochodzi się do wniosku, że wzmocnienie opłaca się, gdy ilość żelaza potrzebnego na nie, nie przekracza 30% wagi przęsła nowego.

Sposoby wzmacniania mostów są następujące:

a) wzmacnianie, bezpośrednie, czyli wzmacnianie prętów przęsła zapomocą zwiększania ich przekrojów przez przynitowywanie materjału nowego;

b) wzmacnianie pośrednie, czyli dodanie nowych części ustroju, zmieniających przeważnie system dźwigara pod względem statycznym;

c) powiększenie liczby dźwigarów w celu odciążenia pracujących;

d) dodanie w tymże celu dodatkowych filarów.

Wybór jednego z wyżej podanych sposobów wzmocnienia zależy od warunków ekonomicznych, konstrukcyjnych, estetycznych itp.

a) Wzmacnianie bezpośrednie. Powiększenie przekroju uskutecznia się zwykle przy pomocy żelaza, czasem jednak przy pomocy innych ma-

terjałów. (Zamiana przęseł żelaznych na żelbetowe przez okrążenie ustroju żelaznego warstwą betonu, czasami nawet z dodaniem uzbrojenia żelaznego, gdzie tego zajdzie potrzeba, oraz, niewłaściwe zresztą, wzmacnianie dźwigarów żelaznych drzewem.)

Wzmocnienie podłużnic, poprzecznic, oraz dźwigarów blaszanych i kratowych odbywa się przez przynitowywanie nowych nakładek (najczęściej!), kątowników, przykładek, lub wymiany istniejących na mocniejsze.

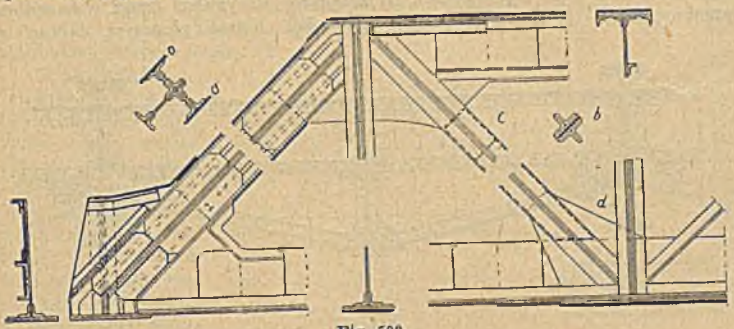


Fig. 509.

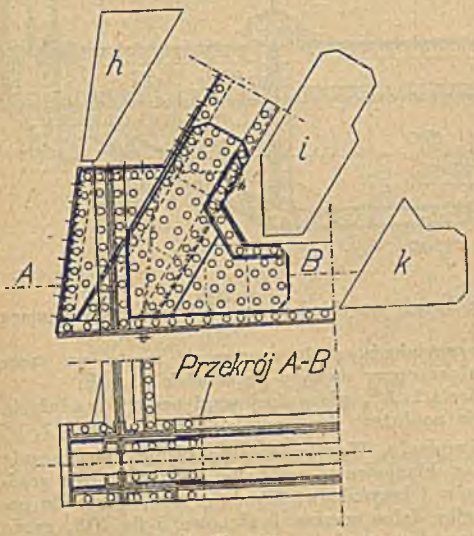


Fig. 510.

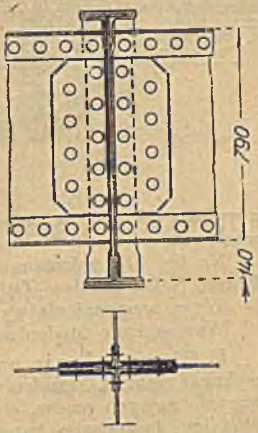


Fig. 511.

Fig. 508 przedstawia wzmocnienie wiaduktu nad szosą Pabjanicką w Łodzi. Poprzecznice wzmocniono tu, dodając do każdego pasa jedną długą nakładkę, oraz przytwierdzając blachę kątową do poprzecznicy dwoma kątownikami *a* w miejsce dotychczasowego jednego. Blachownice belek głównych wzmocniono dwiema długiemi nowemi nakładkami w każdym pasie, przenosząc dawne nakładki jako krótsze powyżej dodanych. Wreszcie, ponieważ naprężenie na zgniatanie ścianek dla nitów przekroczyło naprężenie dopuszczalne, przeto u dołu i u góry łącznika dodano przykładki, wprowadzając

z każdej strony złącza w grę jeszcze po dwa nity, leżące na kątownikach głównych.

Fig. 509 przedstawia szczegóły wzmocnienia mostu pod Siedlcami na szlaku Warszawa—Brześć. Pas górny kratownicy został wzmocniony w polach drugiem i trzeciem jedną, a w czwartem i piątem dwiema nakładkami, pas dolny jedną nakładką.

Ściskany krzyżulec pierwszy wzmocniony został symetrycznie dwiema nakładkami *a* (na wyboczenie). Rozciągany krzyżulec drugi wzmocniono płaskownikiem *b*, równym co do grubości blasze pionowej, łącząc go

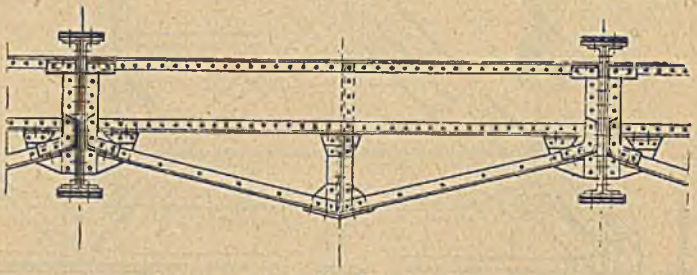


Fig. 512.

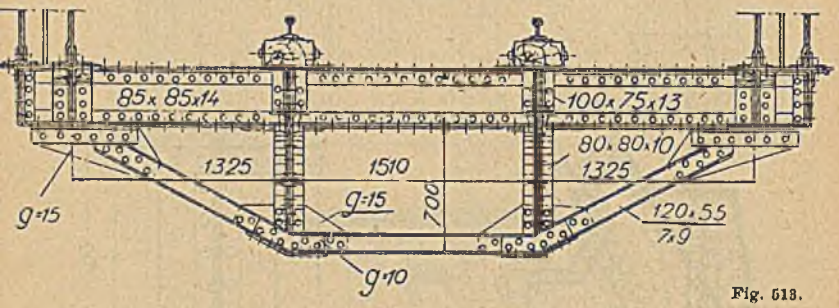


Fig. 513.

z węzłem górnym zapomocą dwóch przykładek *c*, z dolnym zaś zapomocą węzłówek *d*.

Na fig. 510 pokazano wzmocnienie węzła oporowego mostu na rzece Liwiec (szlak Siedlce—Ostrołęka) przy pomocy przykładek *h*, *i*, *k*.

Waga wzmocnienia wyniosła 11,5% pierwotnej wagi przęsła bez łożysk.

Wzmocnienie utwierdzenia podłużnic do poprzecznic podaje fig. 511.

b) Wzmacnianie pośrednie. Wzmocnienie podłużnic i poprzecznic wykonać można, zamieniając blachownicę na belkę kratową przez nanitowanie nowych pasów, słupów i krzyżulców. Por. fig. 512, gdzie do podłużnicy donitowano kątowniki dolne ukośne i pionowe) i fig. 513, gdzie podobnie (wzmocniono poprzecznicę, zamieniając ją na belkę wzmocnioną.

Belki kratowe wzmacnia się przez dodanie lub zmianę ustroju belki. Np. most na rzece Leśna na linji Brześć—Czeremcha projektowano wzmocnić, dodając do istniejącej kratownicy konstrukcję łukową (*c*) obejmującą obustronnie starą (*a*, *b*) konstrukcję (fig. 514), co dało się uskutecznić dzięki znacznej szerokości mostu. Częściej daje się wykonać wzmocnienie także na lub pod dźwigarem kratowym. (Fig. 515, wzmocnienie mostu na kolei Gotthardzkiej i fig. 516, wzmocnienie mostu na kolei Budapeszt—Żelazna Brama.)

Wzmocnienie pośrednie pozwala w większej mierze wykończyć wszystkie dodawane części w warsztatach, a robotę wykonać bez przerwy ruchu;

ponieważ jednak wzmacnianie bezpośrednie jest przeważnie ekonomiczniejsze pod względem ilości żelaza, potrzebnego na wzmocnienie, przeto dziś u nas stosuje się je najczęściej, a wzmacnianie pośrednie stosujemy, gdy przęsło sposobem bezpośrednim wzmocnić się dobrze nie da.

c) Wzmacnianie przęseł zapomocą dodawania dźwigarów, i *d*) Wzmacnianie przęseł zapomocą dodawania filarów w środku rozpiętości: Sposoby te używane są stosunkowo bardzo rzadko.

Wykonanie wzmocnienia i próba mostu. Przed wykonaniem wzmocnienia którymkolwiek sposobem należy obciążyć je (jeżeli przęsło nie jest uszkodzone) obciążeniem ruchomem, odpowiadającem przyjętemu w obliczeniu statycznem, zmierzyć ugięcie elastyczne, wychylenie (amplitudę)

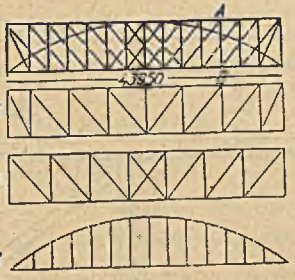


Fig. 514.

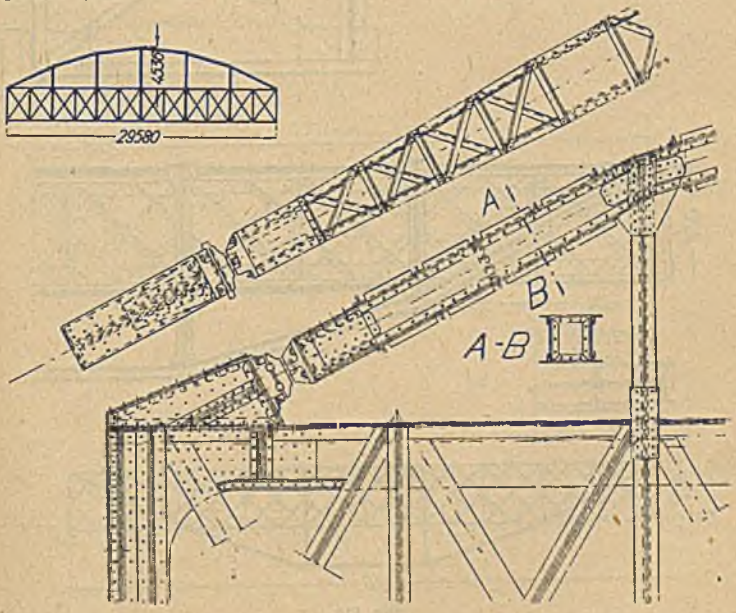


Fig. 515.

wahań poprzecznych, oraz zmierzyć naprężenia w prętach zapomocą aparatów Fränkla, Manet-Rabut'a, Balke'go lub innych.

Jeżeli wzmacnianie odbywa się sposobem bezpośrednim, to musimy przęsło podeprzeć w węzłach i zapomocą dźwigów lub klinów wypchnąć w nich strzałkę, odpowiadającą wielkości ugięcia od wagi własnej w danym

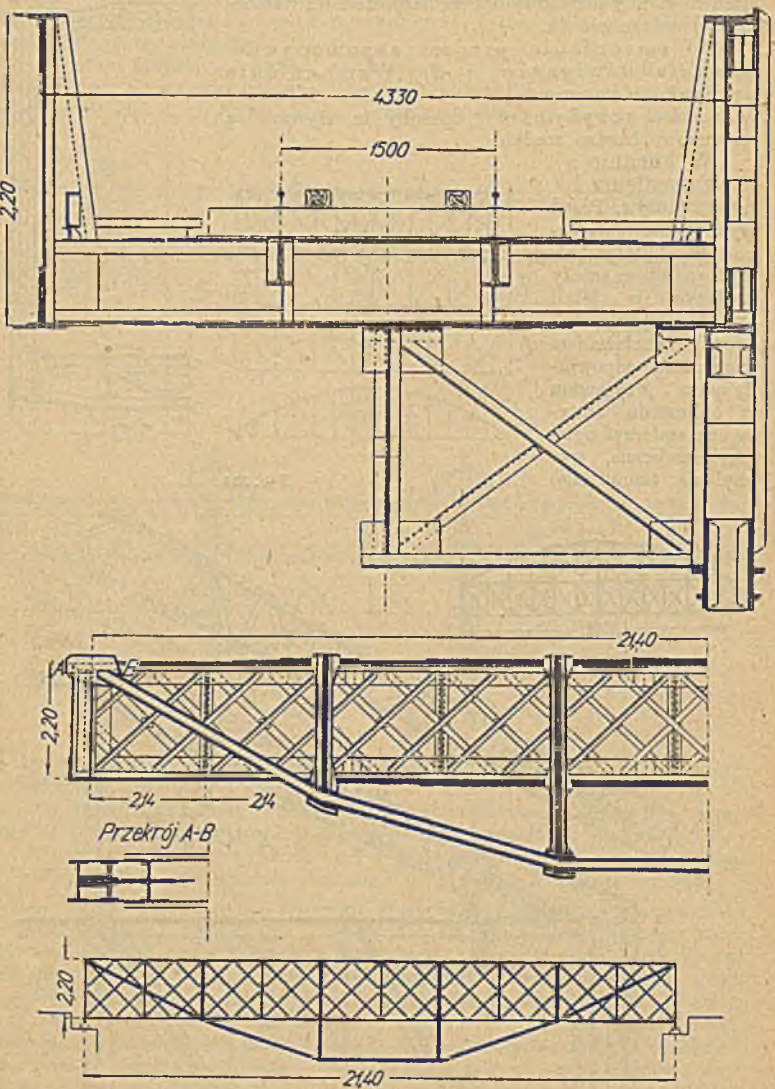


Fig. 516.

węźle. W tem położeniu przęsła przystąpić należy do wycinania nitów i przymocowywania dodawanych części przekroi, tak, aby nowy materjał przyjął odpowiedni udział w pracy przęsła, także od wagi własnej.

Jeżeli przęsło nie jest uszkodzone, wzmacnianie powinno się zacząć od dźwigarów, aby nie obciążać wagą dodanego do jezdni żelaza i tak już za słabych dźwigarów.

Jeżeli wzmocnienie przez powiększenie przekrojów uskutecznia się bez przerwy w ruchu, to podparcie w węzłach po każdem przejściu pociągu może zmienić poziom i trzeba je regulować.

Po wykonaniu wzmocnienia i oswobodzeniu przęsła od rusztowań należy powtórnie obciążyć przęsło, i poddać je analogicznym pomiarom.

Ugięcie sprężyste, wychylenie (amplituda) wahań poprzecznych i naprężenia w prętach, mierzone zapomocą przyrządów, powinny być mniejsze niż przed wzmocnieniem i z pewną tolerancją równać się naprężeniom obliczonym teoretycznie.

Wzmacnianie i naprawianie uszkodzonych mostów przy pomocy spawania łukiem elektrycznym zaczęto stosować w ostatnich czasach, zwłaszcza przy francuskich mostach żeliwnych (por. niżej Literatura).

LITERATURA.

Chróścielewski: Wzmacnianie mostów żelaznych. Czasop. techn. 1922.

Bryła: Spawanie elektryczne żelaza w budownictwie i mostownictwie. Przegląd Techn. 1927.

„Bulletin de l'association du congrés international des chemins de fer" Nr. 8—10, 1909 r. i Nr. 1, 2, 3, 5, 6, 8. 1910 r.

Boulongue: Réparation et renforcement du viaduc sur le Rhône à la Voulte. Annales des Ponts et Chaussées. 1924.

Boulongue: Réparation par soudure à l'arc électrique. Annales des Ponts et Chaussées. 1925.

Renaut: Nouveau procédé de construction et de renforcement des ponts métalliques. Paris 1926.

Bernhard: Eiserne Brücken. 1911 r.