

## C z ę ś ć   d r u g a

### MOSTY BELKOWE

#### Rozdział I

#### BELKI O ŚCIANCE PEŁNEJ

##### 1. Rodzaje belek o ścianie pełnej

Belki o ścianie pełnej, zwane blachownicami, stosuje się w mostach stalowych jako belki jezdni lub jako dźwigary główne. W ostatnim przypadku można je stosować do niewielkich tylko rozpiętości, gdyż przy większych rozpiętościach blachownice są cięższe od belek kratowych.

Blachownice jako dźwigary główne stosuje się zazwyczaj w przęsłach o rozpiętości najwyżej  $20 \div 30$  m. Przy większych rozpiętościach bardziej korzystne są dźwigary kratowe.

Przez spawanie blachownic uzyskuje się pewne oszczędności na ciężarze materiału i wówczas rozpiętość ich można powiększyć do  $40 \div 45$  m.

W nowoczesnym mostownictwie blachownice stosuje się nawet o rozpiętości do 100 m jako belki ciągłe wieloprzęsłowe.

Blachownice odznaczają się zaletami, a mianowicie: obliczenie ich jest łatwe, sporządzanie projektu szybkie i wykonanie konstrukcji w warsztatach mostowych prostsze, a zatem szybsze i tańsze. Stosowanie blachownic o znacznej rozpiętości może być uzasadnione wówczas, gdy chodzi o szybkie wykonanie mostu; nie znaczy to jednak weale, że koszt tych belek będzie mniejszy.

Mając w każdym poszczególnym przypadku koszty materiału i koszty robocizny, możemy zawsze obliczyć, czy przy danej rozpiętości mostu korzystniej jest stosować blachownice, czy belki kratowe.

Belki podłużne i belki poprzeczne jezdni mostowej prawie zawsze projektujemy jako blachownice. Ponadto jeśli belki walcowane dwuteowe lub korytkowe nadają się do wymaganych rozpiętości i obciążeń, to zwykle je stosujemy, gdyż belki te są tańsze od belek nitowanych.

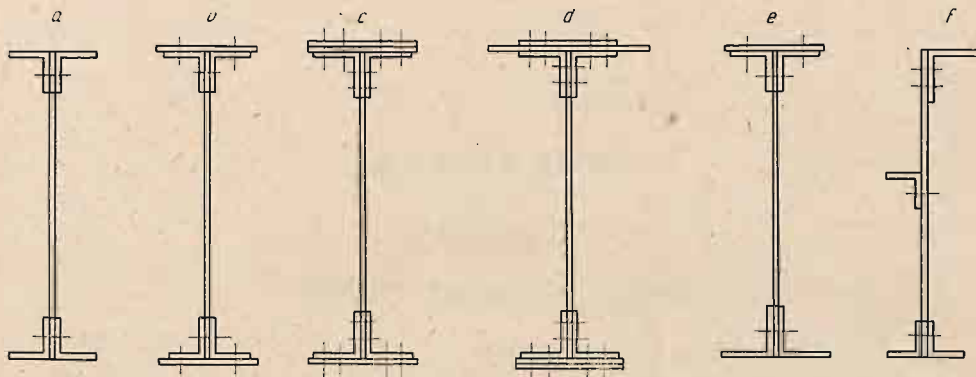
Belki walcowane szerokostopowe, dwuteowniki Grey'a lub Peinera mogą być użyte przy znacznych rozpiętościach przęseł.

## 2. Kształt przekroju blachownie

Blachownice nitowane mają przekrój przeważnie dwuteowy, składający się z blachy pionowej, czterech kątowników i jednej lub więcej par blach poziomych.

Przekroje belek mogą być nie tylko symetryczne względem osi poziomej, lecz również i niesymetryczne.

W zależności od konstrukcji jezdni blachownice mogą mieć przekroje przedstawione na rys. 51. Najczęściej stosuje się belki nitowane o przekroju podanym na rys. 51 *b*, *c* i *e*.



Rys. 51

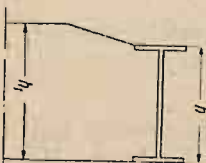
Belki o przekrojach przedstawionych na rys. 51 *b* i *e* stosuje się zwykle w mostach kolejowych lub drogowych jako belki podłużne jezdni.

Jeżeli w wyniku obliczeń wypadnie, że przekrój belki podłużnej jest niewielki, to pas górny należy wykonać z dwóch kątowników o wymiarach najmniejszych i jednej blachy poziomej; pas zaś dolny wykonuje się z dwóch kątowników nieco większych i tak dobranych, aby środek ciężkości całego przekroju belki znajdował się — w miarę możliwości — w połowie wysokości belki. W ten sposób można osiągnąć, że  $W_g$  i  $W_d$  będą jednakowe (rys. 51*e*), tj. włókna górne i włókna dolne przekroju belki będą jednakowo naprężone.

W przekroju belki umieszcza się blachę poziomą pasa górnego w tym celu, aby zapobiec odginaniu się i odstawaniu kątowników pasa od środka (wskutek działania sił od obciążenia podłoża nawierzchni lub od belek położonych na tym pasie), co zwykle występuje wówczas, gdy pas górny składa się tylko z dwóch kątowników (rys. 51*a*).

Przy zastosowaniu silnego przekroju blachownicy (rys. 51*d*) jako belki podłużnej jezdni, rozmieszczenie nitów belki uniezależnia się od nitów blach nieckowych, przekrywających jezdnię.

Przekrój pokazany na rys. 51 *f* stosuje się w skrajnych belkach podłużnych jezdni w mostach drogowych w celu wytworzenia wzniesienia krawężnika lub chodnika.



Rys. 52

Każdą poszczególną belkę jezdni dajemy przeważnie o jednakowej wysokości i o stałym przekroju na całej jej długości z wyjątkiem przypadków, gdy belkę o danej wysokości  $h$  przycięta się do drugiej belki o wysokości  $h < h_1$ , wtedy belkę o wysokości  $h_1$  ścinamy na końcach do wysokości  $h$  (rys. 52).



Poprzeczne belki główne jezdni są zmiennej wysokości, gdy nawierzchni mostu drogowego nadajemy pewną wypukłość w kierunku poprzecznym mostu.

Blachownice mogą mieć proste pasy równoległe (rys. 53) lub jeden pas prosty a drugi krzywy (rys. 54), albo łamany w kształcie wieloboku (rys. 55).

Kształty tych blachownic (rys. 55a, b, c) są korzystne, gdyż wysokości ich zwiększają się ku środkowi rozpiętości blachownicy, gdzie wzrastają momenty zginające.

Kształt blachownicy pokazany na rys. 55d jest niekorzystny, gdyż pośrodku, gdzie występują większe momenty zginające, ma ona mniejszą wysokość. Zastosowanie blachownicy o takim przekroju może być uzasadnione wówczas, gdy chodzi np. o względy estetyczne lub warunki miejscowe, albo jeśli z uwagi na dogodność przejazdu pod mostem czy wiaduktem pożądaną jest zmniejszenie wysokości ustrojowej pośrodku belki swobodnie podpartej.

Z tych względów wskazane jest stosowanie do wiaduktów, zwłaszcza w miastach, blachownic ciągłych, gdyż wtedy większa wysokość na podporach, a mniejsza pośrodku rozpiętości są racjonalne nie tylko ze względów estetycznych, ale i dla uzyskania dogodnego przejazdu, jak również

i ze względów konstrukcyjno-technicznych, gdyż wówczas otrzymujemy nad podporami przeważnie większe momenty zginające niż pośrodku rozpiętości (rys. 56).

### 3. Wysokość blachownie

Jeżeli wysokość konstrukcji mostu nie jest czynnikiem decydującym to wówczas blachownicom nadajemy taką wysokość, aby ciężar ich na 1 mb był jak najmniejszy.

Jakkolwiek z rozkładu sił wynika, że środnik, tak na swej długości jak również i na swej wysokości, mógłby mieć grubość zmienną, to jednak ze względu na wykonanie nadajemy zazwyczaj środnikowi w całej belce grubość jednakową. W poszczególnych przypadkach, gdy zmieniamy wysokość belki, a zwłaszcza gdy zmniejszamy jej wysokość na podporach, możemy zwiększyć grubość środnika przez dodanie nakładek pionowych, aby otrzymać w przekroju belki odpowiednie naprężenie styeczne.

W blachownicach mostów kolejowych stosuje się zwykle środnik o grubości co najmniej 9 mm. Natomiast w blachownicach mostów drogowych można stosować środniki o grubości od 8 mm, w belkach zaś chodników — poczynając od 5 mm.

Przyjmijmy następujące oznaczenia:

$h$  — wysokość środnika belki,

$\delta$  — grubość środnika,

$M_{\max}$  — największy moment zginający, występujący w danej belce,

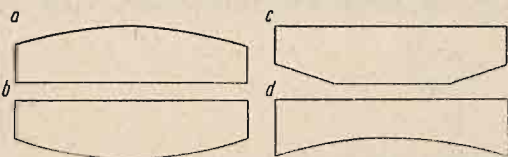
$k_g$  — naprężenie dopuszczalne na zginanie,



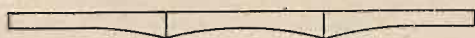
Rys. 53



Rys. 54



Rys. 55



Rys. 56

$\alpha$  — stosunek odległości  $h_0$  pomiędzy środkami ciężkości pasów danego przekroju belki do całkowitej wysokości belki  $h$ ,  
 $F_k$  — pole przekroju kątowników usztywniających środnik danej belki na 1 mb belki.

Z pewnym przybliżeniem możemy obliczyć moment bezwładności blachownicy  $I$  względem osi obojętnej, przy przekrojach pasów tej belki równych  $F_0$  ze wzoru:

$$I = 2F_0 \left( \frac{h_0}{12} \right)^2 + \frac{\delta h_0^3}{12} = \frac{h_0^2}{2} \left( F_0 + \frac{\delta h_0}{6} \right).$$

Wskaźnik wytrzymałości otrzymany ze wzoru:

$$W = \frac{h_0^2}{h} \left( F_0 + \frac{0,8 \delta h}{6} \right),$$

gdzie współczynnik 0,8 oznacza osłabienie środnika otworami na nity, a zamiast  $h_0$  wstawiono  $h$  w celu ściślejszego wyrażenia wskaźnika wytrzymałości.

Ponieważ

$$W = \frac{M_{\max}}{k_g},$$

zatem

$$\frac{h_0^2}{h} \left( F_0 + \frac{0,8 \delta h}{6} \right) = \frac{M_{\max}}{k_g},$$

skąd

$$F_0 = \frac{M_{\max} h}{h_0^2 k_g} - \frac{0,8 \delta h}{6},$$

a przekrój belki

$$F = 2 F_0 + \delta h = \frac{2 M_{\max} h}{h_0^2 k_g} + \frac{11}{15} \delta h.$$

Środnik blachownicy jest zawsze usztywniony kątownikami.

Mając przekrój kątowników  $F_k$  usztywniających środnik na 1 m blachownicy, objętość jej jednego m, wyrażoną w  $\text{cm}^3$ , obliczamy ze wzoru:

$$V_{100} = \frac{200 M_{\max} h}{h_0^2 k_g} + \frac{1100}{15} \delta h + F_k h = \frac{200 M_{\max}}{\alpha^2 k_g h} + \frac{220 \delta h}{3} + F_k h.$$

Wysokość blachownicy otrzymany z równania:

$$\frac{dV_{100}}{dh} = \frac{200 M_{\max}}{\alpha^2 k_g h^2} + \frac{220}{3} \delta + F_k = 0,$$

skąd

$$h = \frac{1}{\alpha} \sqrt{\frac{600 M_{\max}}{k_g (220 \delta + 3 F_k)}}.$$

Jeżeli moment zginający jest zmienny, to przy obciążeniu równomiernie rozłożonym na całej długości blachownicy otrzymamy średni moment zginający ze wzoru:

$$\frac{1}{l} \int_0^l \frac{p_x (1-x)}{2} dx = \frac{p l^2}{12} = \frac{2}{3} \cdot \frac{p l^2}{8} = \frac{2}{3} M_{\max}.$$



Przekroju blachownicy nie można zmieniać w taki sposób, jak się zmienia moment gnący; wobec tego zawsze otrzymamy nadmiar przekroju w pobliżu podpór. Również i blachy poziome, wzmacniające przekrój, są zwykle dłuższe, niż to wynika z obliczeń. Możemy przyjąć, że zwiększenie przekroju poszczególnych elementów zwiększa przekroje belki o 20% i wówczas średni moment zginający jakby wzrasta o 20% i wynosi:

$$M_0 = 1,2 \frac{2}{3} M_{\max} = 0,8 M_{\max}.$$

Podstawiając zamiast  $M_{\max}$  wartość  $0,8 M_{\max}$  otrzymamy dla  $h$  wzór:

$$h = \frac{1}{\alpha} \sqrt{\frac{480 M_{\max}}{k_g (220 \delta + 3 F_k)}}.$$

Przyjmując średnio, że  $\alpha = 0,9$  i  $F_k = 30 \text{ cm}^2$ , otrzymamy przy grubości średnika 8, 10, 12 i 15 mm następujące wysokości blachownicy o przekroju stałym i zmiennym, uwzględniając, że

$$\frac{M_{\max}}{k_g} = W_n.$$

Tablica 35

Wymiary średnika blachownicy

Grubość średnika $\delta$ w mm	Wysokość średnika $h$ przy przekroju	
	stałym w cm	zmiennym w cm
8	$1,67 \sqrt{W_n}$	$1,49 \sqrt{W_n}$
10	$1,55 \sqrt{W_n}$	$1,35 \sqrt{W_n}$
12	$1,45 \sqrt{W_n}$	$1,29 \sqrt{W_n}$
15	$1,33 \sqrt{W_n}$	$1,19 \sqrt{W_n}$

Ponieważ niewielkie zwiększenie lub zmniejszenie wysokości blachownicy wpływa w małym stopniu na zmianę ciężaru belki, zatem podanymi wzorami należy się posługiwać przy określaniu wysokości blachownicy jako wskazówką, dającą w przybliżeniu wysokość belki najbardziej korzystną ze względu na jej ciężar, a więc również na jej koszt.

#### 4. Obliczanie blachownicy nitowanych

Wprowadzamy następujące oznaczenia:

$M$  — moment zginający w belce,

$Q$  — siła poprzeczna,

$I_{br}$  — moment bezwładności przekroju belki brutto nie osłabionego względem poziomej osi obojętnej,

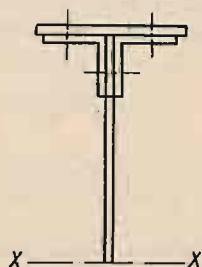
$I_n$  — moment bezwładności przekroju belki netto osłabionego otworami do nitów względem tej samej osi obojętnej,

$W_n$  — wskaźnik wytrzymałości przekroju netto,

$S_{br}$  — moment statyczny połowy przekroju brutto względem poziomej osi obojętnej przekroju, służący do obliczania naprężenia tnącego na osi obojętnej przekroju (rys. 57),

$S'_{br}$  — moment statyczny przekroju brutto pasa belki względem poziomej osi obojętnej przekroju, na podstawie którego oblicza się skok nitów pasowych w przekroju belki (rys. 58).

$S''_{br}$  — moment statyczny przekroju brutto pasa belki oraz części środnika ponad osią nitu pasowego względem poziomej osi obojętnej przekroju, potrzebny do określenia naprężenia tnącego po osi nitów pasowych (rys. 59),  
 $h$  — wysokość belki,  
 $\delta$  — grubość środnika,  
 $e$  — skok nitów, czyli odległość pomiędzy nitami poziomymi w pasach belki,  
 $d$  — średnica otworów do nitów,  
 $k_g, k_t, k'_t$  i  $k_c$  — odpowiednio dopuszczalne naprężenia w belce na zginanie, na ścinanie w ścianie pionowej, na ścinanie w nitach i bezpośrednie ciśnienie na ścianki otworów do nitów, na podstawie których oblicza się skok nitów pasowych w przekroju belki (rys. 58).



Rys 57

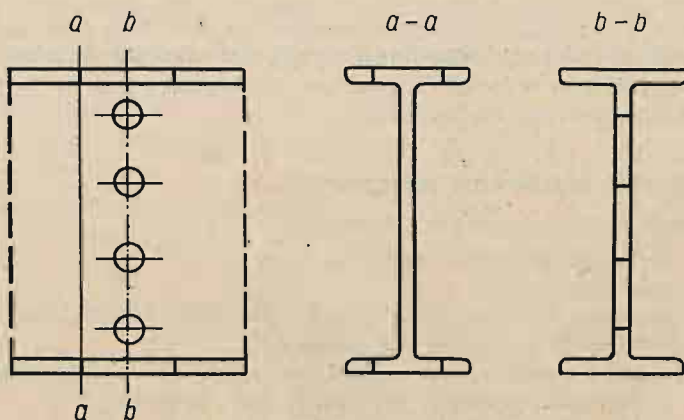


Rys. 58



Rys. 59

W belkach walcowanych przy obliczaniu momentów bezwładności i przekrojów belek netto pomijamy tylko te otwory na nity, które są umieszczone w przekroju prostoliniowym  $a - a$  lub  $b - b$  (rys. 60); natomiast uwzględniamy ten przekrój, który powoduje większe osłabienie.

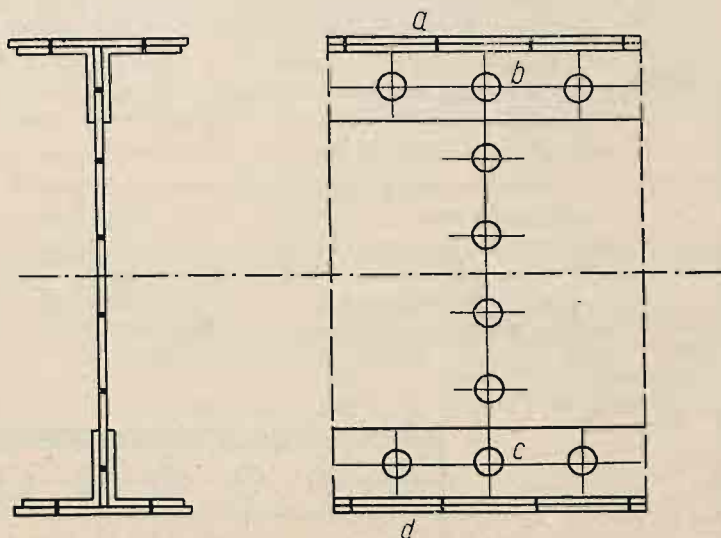


Rys. 60

W belkach zaś nitowanych przyjmuje się każdą składową część belki za osłabioną swoją ilością nitów, jeżeli przekroje elementów osłabionych otworami na nity znajdują się w odległości nie większej od normalnego skoku nitów.

Zatem będziemy przyjmować, że blachy poziome i kątowniki pasowe są osłabione otworami pionowymi, a środnik — otworami poziomymi (rys. 61).

Przy nadmiernym obciążeniu belki załamanie się jej nastąpi po linii *abcd*.



Rys. 61

#### a. Wysokość środnika

Przyjmując, że grubość środnika wynosi np. 10 mm, obliczamy wysokość  $h_0$  środnika w cm ze wzoru:

$$\delta = \beta \frac{QS_{br}}{I_{br} k_t} = \alpha \frac{Q}{h_0 k_t},$$

gdzie

$$\beta = \frac{e}{e - d} \approx 1,25$$

oraz

$$h_0 = \frac{I_{br}}{S_{br}} (0,85 \div 0,95) \cdot h.$$

W pierwszym przybliżeniu dla belek do wysokości 60 cm można przyjąć  $h_0 = 0,85 h$ , dla belek zaś wyższych średnio  $h_0 = 0,90 h$ .

Otrzymaną ze wzoru grubość środnika  $\delta$  trochę zwiększamy z uwagi na rdzewienie stali i przyjmujemy  $\delta \geq 9$  mm w belkach jezdni mostów kolejowych i  $\delta \geq 8$  mm w belkach jezdni mostów drogowych.

Grubość środnika belek  $\delta$  zależy również od wysokości ich środnika  $h$ .

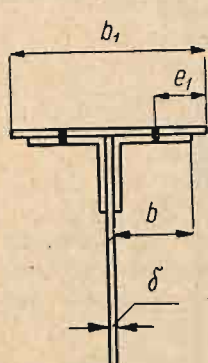
Im większe jest  $h$ , tym większe musi być  $\delta$ , a to ze względu na możliwość walcowania blach odpowiednich wymiarów. Mając grubość środnika  $\delta$  i jego wysokość  $h$ , znajdujemy przekrój pasów blachownic  $F_0$  ze wzoru:

$$F_0 = \frac{Mh}{h_0 k_g} - \frac{0,8 \delta h}{6} = 1,1 W_n - \frac{2}{15} \delta h.$$

Przekroje pasów tworzymy z kątowników, przy czym w blachownicach mostów drogowych stosujemy najmniejsze kątowniki 55.55.7, w mostach zaś kolejowych 75.75.8.



Jeżeli otrzymujemy przekroje pasów znacznej wielkości, to składamy je z kątowników silniejszych i dodatkowych blach poziomych (rys. 62).

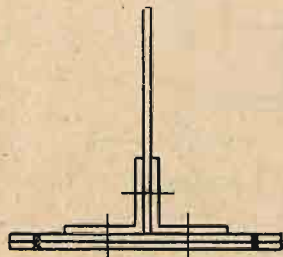


Rys. 62

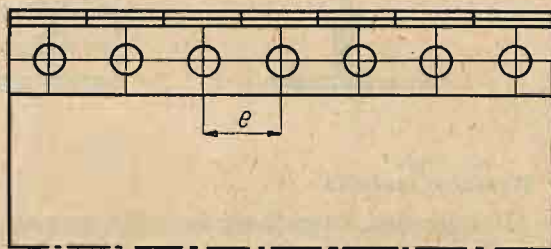
#### b. Szerokość blach poziomych

Szerokość blach poziomych  $b_1$  powinna się równać szerokości  $b$  boków poziomych dwóch kątowników pasów, zwiększoną o grubość środnika  $\delta$  i z dodaniem  $35 \div 60$  mm, jednakże przy zachowaniu warunku, aby odległość  $e_1$  od osi skrajnych nitów pionowych do krawędzi blachy poziomej była nie większa niż  $3,5 d$  (rys. 62).

Jeżeli w celu zwiększenia przekroju pasa lub zwiększenia sztywności przekroju belki względem osi pionowej trzeba poszerzyć blachy poziome, to należy dążyć, aby  $b_1 = 2b + \delta + 120$  mm lub więcej; dzięki temu w blachach poziomych, poza kątownikami pasowymi, można dodatkowo zastosować dwa szeregi nitów, po jednym szeregu z każdej strony (rys. 63).



Rys. 63



Rys. 64

#### c. Odległość między nitami

Odległość między nitami w pasach  $e$  w pobliżu podpór blachownie (rys. 64) powinna odpowiadać następującym warunkom wytrzymałościowym:

$$e \leq \frac{\pi d^2 \cdot I \cdot k'_t}{2QS'}$$

$$e \leq \frac{d\delta I k_c}{QS'}$$

$$e \geq \frac{d}{1 - \frac{QS'}{2I\delta k_t}}$$

Warunki te będą spełnione, jeśli siłę tnącą na długości  $e$  pasa będą odpowiadać:

- 1) wytrzymałość nitu na ścinanie (warunek pierwszy),
- 2) wytrzymałość nitu na docisk (warunek drugi),
- 3) wytrzymałość środnika na ścinanie pomiędzy nitami na długości  $2(e - d)$  — (warunek trzeci).



Przeważnie dwa ostatnie warunki decydują o wielkości odległości, którą zwykle przyjmuje się około 5  $d$ .

Po dobraniu przekroju blachownicy obliczamy bezpośrednio lub za pomocą tablic  $W_n$  i  $S_{br}$ , największe naprężenie gnące  $\sigma_g$  skrajnych włókien przekroju belki oraz naprężenia tnące  $\sigma_t$  na osi obojętnej przekroju belki ze wzorów:

$$\sigma_g = \frac{M}{W_n} \text{ kG/cm}^2; \quad \sigma_r = \frac{1,25 Q S_{br}}{I_{br} \delta} \text{ kG/cm}^2$$

lub

$$\sigma_t = \frac{e}{e-d} \cdot \frac{Q S_{br}}{I_{br} \delta} \text{ kG/cm}^2.$$

We wzorach tych  $S_{br}$  oznacza moment statyczny połowy przekroju belki względem osi obojętnej (rys. 57).

Oprócz tych naprężeń w przekrojach, gdzie schodzą się największe momenty gnące oraz znaczne siły poprzeczne, np. w miejscach przytwierdzenia belek podłużnych do belek poprzecznych mostów kolejowych, obliczamy naprężenia główne normalne i styczne na linii nitów poziomych pasów na podstawie wzorów:

$$\eta_t = \frac{\sigma'_g}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma'_g}{2}\right)^2 + \sigma'^2_t} \leq k_g, \quad \tau = \sqrt{\frac{(\sigma'_g)^2}{2} + \sigma'^2_t} \leq k_t.$$

Przy obliczaniu  $\sigma'_t$  naprężenia tnącego po osi nitów pasowych bierze się  $S'_{br}$ , tj. moment statyczny przekroju pasa oraz części środnika ponad osią nita pasowego względem osi obojętnej przekroju belki (rys. 59);  $\sigma'_g$  jest to naprężenie gnące po linii nitów pasowych równe

$$\sigma'_g = \max \sigma_g \frac{h_1}{h},$$

gdzie  $h_1$  jest to odległość od osi obojętnej do linii nitów pasowych,  $h$  zaś — odległość od osi obojętnej przekroju do jego skrajnych włókien.

Normalne naprężenie główne należy obliczyć również i w przekrojach, gdzie się kończą blachy poziome pasów blachownicy o przekroju zmiennym.

Przy obliczaniu naprężeń zastępczych rozumie się samo przez się, że obliczenia największych momentów głównych w danym przekroju belki i odpowiednich sił poprzecznych należy dokonywać przy tych samych obciążeniach belki, dających  $M_{\max}$  i odpowiadające mu  $Q$  lub  $Q_{\max}$  i odpowiednie  $M$ .

Należy także sprawdzić naprężenie zastępcze w środniku blachownicy według następującego wzoru, opartego na założeniu, że kryterium wyężenia materiału stanowi wielkość energii sprężystej odkształcenia postaciowego:

$$\sigma_z = \sqrt{\sigma_g^2 + 3 \sigma_t^2} < k_r,$$

gdzie  $\sigma_g$  i  $\sigma_t$  mają to samo znaczenie co poprzednio.

Jeżeli stosunek swobodnej wysokości środnika, tzn. wysokości mierzonej pomiędzy osiami nitów pasowych (lub pomiędzy blachami poziomymi w blachownicach spawanych) do grubości środnika wynosi  $\frac{h_0}{\delta} > 60$ , to należy sprawdzić stateczność środnika.

W tym celu oblicza się wartości naprężeń krytycznych i określa się stosunek  $\sigma_{kr}$  lub  $\tau_{kr}$  do  $\sigma_{rzecz}$ , albo  $\tau_{rzecz}$ .

W przypadku działania tylko naprężeń stycznych, styczne naprężenie krytyczne wyznacza się na podstawie wzoru:

$$\tau_{kr} = K_s \left( \frac{100 \delta}{h} \right)^2 \text{ kG/cm}^2;$$

wartość współczynnika  $K_s$  bierze się z następującej tablicy:

Tablica 36

$\frac{a}{h}$	0,333	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
$K_s$	9920	7110	4820	3580	2830	2350
$\frac{a}{h}$	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4
$K_s$	2010	1770	1650	1540	1460	1400
$\frac{a}{h}$	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0
$K_s$	1350	1310	1280	1250	1230	1210
$\frac{a}{h}$	2,5	3,0	—	—	—	—
$K_s$	1140	1100	—	—	—	—

gdzie:

$a$  — odstęp żeber usztywniających,

$h$  — wysokość środnika.

Średnia wartość naprężenia stycznego w środniku powinna spełniać warunek:

$$\tau = \frac{Q}{\delta \cdot h} \leq \frac{\tau_{kr}}{n},$$

gdzie  $n$  oznacza współczynnik pewności.

W przypadku działania tylko naprężeń normalnych od zginania, wartość krytycznego naprężenia normalnego należy obliczać według wzoru:

$$\sigma_{kr} = K_n \left( \frac{100 \delta}{h} \right)^2 \text{ kG/cm}^2.$$

Wartości współczynnika  $K_n$  są podane w tablicy:

Tablica 37

$\frac{a}{h}$	0,333	0,4	0,5	0,6	0,7 i więcej
$K_n$	6540	5530	4860	4580	4540

Największe naprężenie normalne występujące w środku powinno spełniać warunek:

$$\sigma_{\max} \leq \frac{\sigma_{kr}}{n},$$

gdzie  $n$  — współczynnik pewności.

W przekrojach, w których występują jednocześnie naprężenia styczne i normalne, powinny być zachowane następujące warunki:

$$\frac{1}{\sqrt{\left(\frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{kr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{kr}}\right)^2}} \geq n,$$

gdzie  $\sigma_{\max}$  i  $\tau$  mają to samo znaczenie co i poprzednio.

Wartość współczynnika pewności  $n$  należy przyjmować przy uwzględnieniu tylko ciężaru własnego i obciążenia ruchomego za równą 1,5, przy uwzględnieniu zaś wszystkich możliwych obciążeń i niekorzystnych wpływów — równą 1,3.

Jeżeli przez zmniejszanie wymiaru  $a$ , tzn. rozstawu żeber usztywniających pionowych, nie da się uzyskać odpowiedniego współczynnika pewności, należy zastosować żebra usztywniające poziome.

## 5. Obliczanie długości blach poziomych

Długość blach poziomych w belkach o przekroju zmiennym można określić w następujący sposób.

Jeżeli przez  $M$  oznaczamy największy moment zginający w danej belce od obciążenia stałego i ruchomego, to obciążenie zastępcze  $p$  możemy otrzymać ze wzoru:

$$p = \frac{8 M}{l^2},$$

gdzie  $l$  oznacza rozpiętość belki.

Moment zginający od zastępczego obciążenia  $p$  w dowolnym przekroju, w odległości  $x$  od podpory  $A$  w belce swobodnie podpartej wyniesie:

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

Jeżeli przez  $W_n$  oznaczymy wskaźnik wytrzymałości przekroju belki z blachami poziomymi, to przekrój z tym wskaźnikiem wytrzymałości wypadnie w odległości od podpory:

$$x = \frac{l}{2} - \sqrt{\frac{l^2}{4} - \frac{2 W_n k_g}{p}}.$$

Poczynając od tej odległości przekrój trzeba zwiększyć przez dodanie blach poziomych. Na przykład mamy belkę o rozpiętości teoretycznej 6 m, obciążoną równomiernie ciężarem  $p = 1,78$  T/mb.

Przekrój tej belki składa się z blachy pionowej 1190.10 mm, czterech kątowników 100.100.10 i dwóch blach poziomych 240.10.

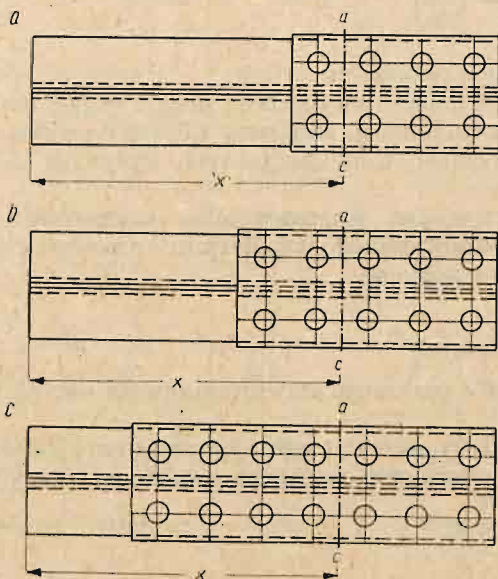
Najmniejszy przekrój, składający się ze środka i czterech kątowników, jest odpowiedni w odległości od podpór  $x = 97$  cm. Następnie umieszczamy dwie blachy poziome 240.10, gdyż poza przekrojem w odległości 97 cm od podpory momenty zginające wzrastają ku środkowi belki.



Moment zginający w przekroju  $x + e$  od podpory ( $e$  — skok nitów w pasach) otrzymujemy  $M_{1,07} = 4\,694\,839 \text{ kG cm}$ .

Siłę w blasze poziomej określa się ze wzoru  $N = \frac{MS}{J}$ , gdzie  $S$  oznacza moment statyczny przekroju jednej blachy poziomej względem poziomej osi obojętnej przekroju belki, a  $J$  — moment bezwładności całego przekroju belki względem tej samej osi obojętnej.

Jeżeli w przekroju od podpory  $x = 0.97 \text{ m}$  w dodanej blasze poziomej zastosujemy dwa nity (rys. 65a), to naprężenie w tych nitach na ścinanie otrzymamy:



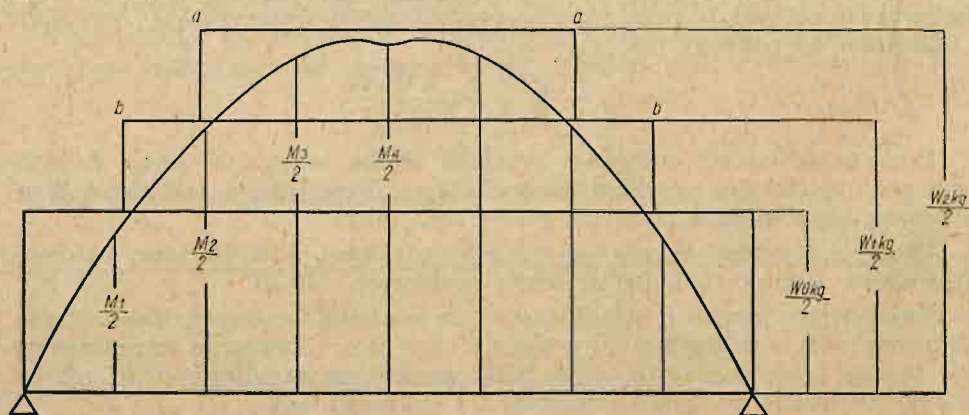
Rys. 65

Można również wychodzić z założenia, że dodana blacha pozioma stopniowo wciągana jest do pracy w miarę wzrostu momentów zginających, może więc być stopniowo przynitowywana, poczynając od dwóch nitów, następnie jednym szeregiem nitów, a wreszcie ilość nitów zwiększyć do dwóch, trzech i czterech szeregów, jeżeli przekrój blachy wymaga np. 8 nitów, jak w przykładzie podanym na (rys. 65c).

$$\sigma_1 = \frac{N}{2 \frac{\pi \cdot d^2}{4}}$$

Jeżeli naprężenie to mieści się w granicach dopuszczalnych, to dodana blacha pozioma może w przekroju  $x$  być przytwierdzona dwoma nitami (rys. 65a), w przeciwnym razie należy blachę przedłużyć w stronę podpór jeszcze na jedną parę nitów (rys. 65b).

Przeważnie nie oblicza się na jaką długość należy ciągnąć dodatkową blachę poziomą w stronę podpory belki od przekroju  $x$ , lecz przedłuża się ją zwykle o pół nakładki, zakładając, że w przekroju  $x$  dodatkowa blacha pozioma powinna już pracować całym swym przekrojem.



Rys. 66

Napężenia w nitach wszystkich szeregów nie powinny przekraczać norm dopuszczalnych.

Zmianę przekrojów blachownicy można oznaczyć za pomocą wykresu.

Na długości belki kreślimy w pewnej skali wykres momentów zginających i w tej samej skali odkładamy wielkości  $W_n k_y$  (rys. 66).

W punktach przecięć linii poziomych  $W_n k_y$  z krzywą  $M$  otrzymamy teoretycznie zakończenie blach poziomych.

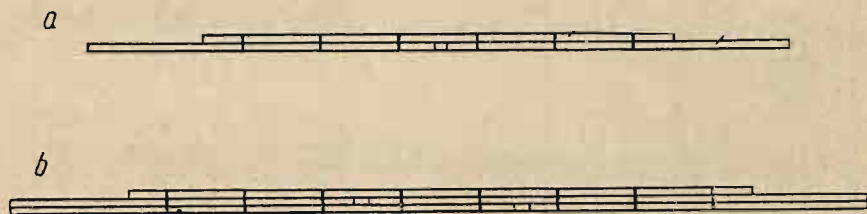
Rzeczywiste zakończenie blach będzie w punktach  $a$  i  $b$ , gdyż w punktach teoretycznych zwiększenia przekroju o blachy poziome powinny one już pracować, a więc powinny być złączone z poprzednim przekrojem odpowiednią ilością nitów.

## 6. Przekrycia styków elementów blachownicy

### a. Styki blach poziomych

Jakkolwiek z wykresu naprężeń wynika, że w górnych i dolnych włóknach blach poziomych występują różne naprężenia, wskutek tego że włókna górne i dolne są niejednakowo odległe od osi obojętnej przekroju, to jednakże z uwagi na niewielką różnicę tych naprężeń przyjmujemy, że naprężenie w blachach poziomych jest równomiernie rozłożone i styki tych blach poziomych przekrywamy nakładkami o takich samych wymiarach, co blachy łączone.

Nity obliczamy według ogólnych zasad na podstawie przekrojów blach łączonych.



Rys. 67

Przekrycie styku jednej blachy poziomej przedstawiono na rys. 67a, natomiast przekrycie styków stopniowych (schodkowych) w dwóch blachach poziomych — na rys. 67b.

### b. Styki kątowników pasowych

Te same zasady stosujemy przy przekryciu styków kątowników pasowych.

W belkach długich albo umieszczamy styki wszystkich czterech kątowników pasowych w jednym przekroju, albo schodkowe styki kątowników, które zwykle stosujemy do blach poziomych.

Przy schodkowych stykach kątowników, kątowniki z jednej strony ścianki zwykle mają styki w jednym przekroju, z drugiej zaś strony ścianki — w drugim przekroju.

Za nakładki w stykach kątowników służą albo kątowniki o tych samych wymiarach co i kątowniki, których styki kryjemy, albo kątowniki o mniejszych wymiarach, jeżeli stosujemy zasadę krycia styków schodkowych.

Tak np. kątowniki pasowe 100.100.12 możemy przekryć schodkowo dwoma kątownikami 90.90.9, rozsuwając styki kątowników na 3 skoki nitów, tak aby przekrój nitów rozmieszczonych pomiędzy stykami kątowników



równoważył się różnicą pomiędzy przekrojem netto kątownika a jego nakładką (rys. 41).

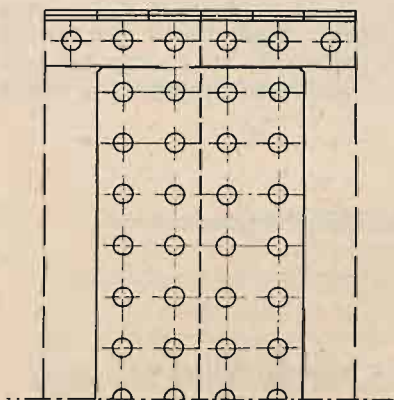
W podanym przykładzie różnica przekrojów netto wynosi  $W = 6.61 \text{ cm}^2$ . Jeżeli średnica nitu  $d = 20 \text{ mm}$ , to pomiędzy stykami należy umieścić ilość  $n$  nitów, czyli:

$$n = \frac{6 \cdot 61}{0,8 \frac{\pi d^2}{4}} = \frac{6 \cdot 61}{2 \cdot 512} = 2,6 \approx 3 \text{ nity (postawiono 5 nitów).}$$

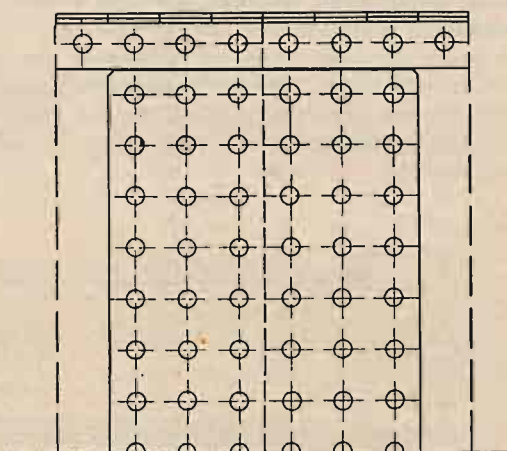
Krycie styków kątowników nakładkami mniejszymi jest estetyczniejsze oraz zapobiega tworzeniu się wgłębień, w których może zbierać się woda i powodować rdzewienie, a więc i niszczenie konstrukcji.

### c. Styki środkika

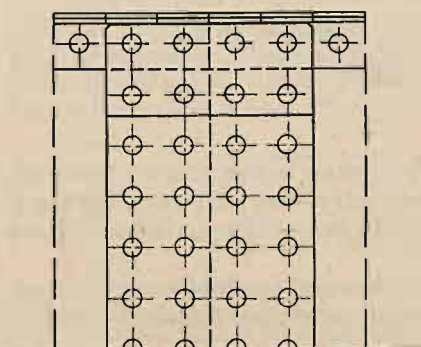
Styki środkika kryjemy zawsze nakładkami dwustronnymi. W belkach wysokich, gdy dwa boki kątowników pasowych stanowią stosunkowo niewielki odsetek całkowitej wysokości środkika belki, wówczas przekrycie styku może



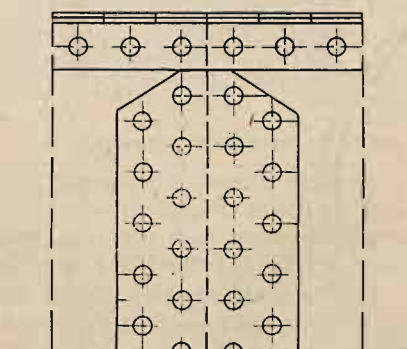
Rys. 68



Rys. 69



Rys. 70



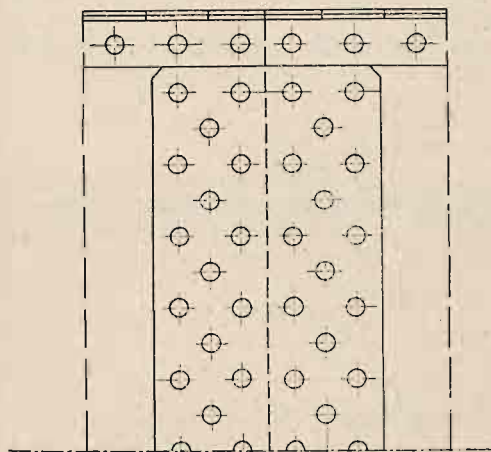
Rys. 71

być wykonane w sposób podany na rys. 68, 69, 70, 71, 72 i 73, czyli nakładki o dostatecznej grubości umieszczamy tylko na wolnej wysokości środkika pomiędzy kątownikami pasów, co ułatwia spełnienie warunków wytrzymałościowych.

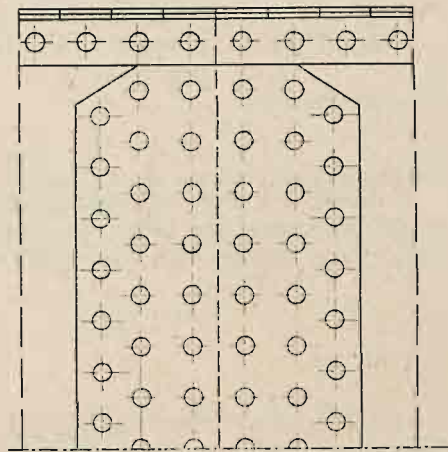


Nitowanie nakładek może być szeregowe (rys. 68, 69 i 70), w szachownicę (rys. 71 i 72) lub mieszane, a więc szeregowe i w szachownicę (rys. 73).

W belkach niskich przekrywa się styk środnika wzdłuż całej jego wysokości (rys. 70 lub 74), przy czym grubość nakładek równa się grubości kątowników pasowych.

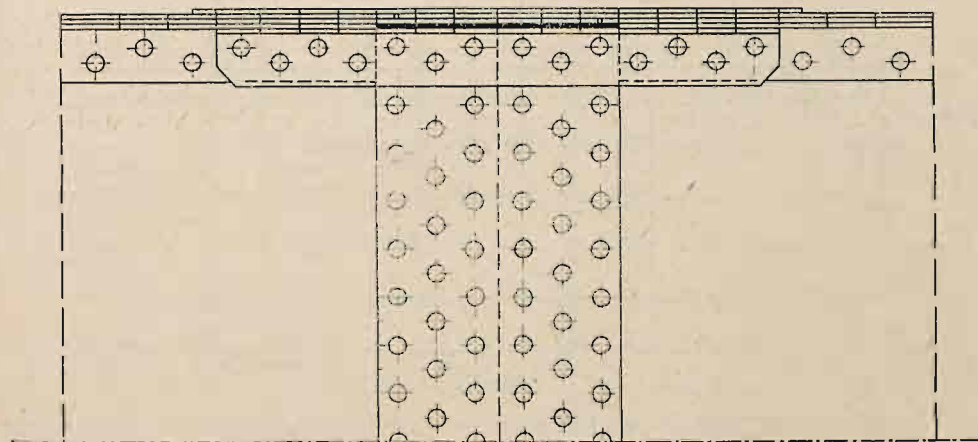


Rys. 72



Rys. 73

Ponieważ nakładki na wolnej wysokości środnika są niedostateczne pod względem wytrzymałości, zatem z każdej jego strony na pasie górnym i dolnym umieszcza się dodatkowe nakładki na dwa szeregi nitów (rys. 70).



Rys. 74

Na rys. 74 jest przedstawiony styk uniwersalny, w którym przerwane są jednocześnie w przekroju blachownicy wszystkie elementy, a więc środnik, 4 kątowniki pasowe oraz 2 blachy poziome.

Niekiedy kryje się styki środnika nie w zależności od jego przekroju, lecz od sił występujących w danym przekroju belki, a mianowicie momentu zginającego  $M$  i siły poprzecznej  $Q$ .

Jeżeli oznaczymy przez:

- $M_c$  i  $M_s$  — moment zginający, przypadający na cały przekrój belki w przekroju styku i na środnik,  
 $Q_c$  i  $Q_s$  — siły poprzeczne, przypadające na cały przekrój belki i na środnik,  
 $I_c$ ,  $I_s$  i  $S_c$ ,  $S_s$  — momenty bezwładności i momenty statyczne całego przekroju belki i środnika,  
 $I_{nit}$  i  $I_d$  — momenty bezwładności cięć nitów i przekrojów otworów pracujących na docisk,

to otrzymamy:

$$M_s = M_c \cdot \frac{I_s}{I_c} \quad \text{oraz} \quad Q_s = Q_c \frac{S_c}{S_s} \frac{I_s}{I_c}.$$

Jeżeli z każdej strony styku mamy  $m$  szeregów i  $n$  nitów w szeregu z każdej strony osi belki, to największa siła, przypadająca na jedno cięcie nitu, przy szeregowym rozłożeniu nitów (rys. 69) wyniesie:

$$N = \frac{1}{2m(2n+1)} \sqrt{\frac{9 M_s^2}{e^2 (n+1)^2} + Q_s^2},$$

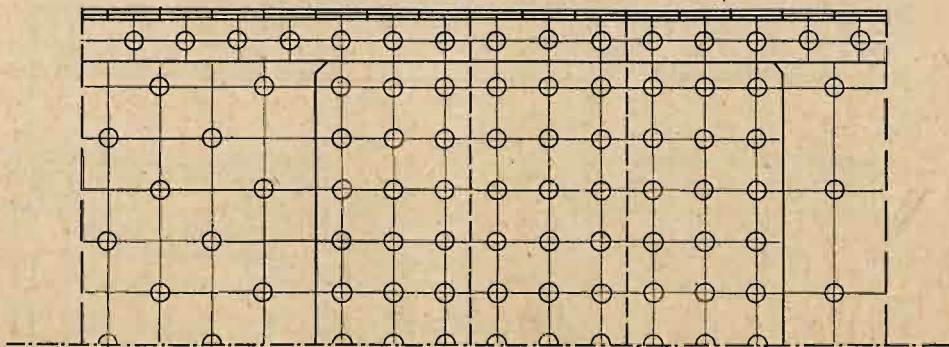
lub na nit

$$N_1 = \frac{1}{m(2n+1)} \sqrt{\frac{9 M_s^2}{e^2 (n+1)^2} + Q_s^2},$$

a przy rozłożeniu nitów w szachownicę (rys. 72):

$$N = \frac{1}{2mn} \sqrt{\frac{9 M_s^2}{e^2 (2n+1)} + \frac{Q_s^2}{4}} \quad \text{i}$$

$$N_1 = \frac{1}{mn} \sqrt{\frac{9 M_s^2}{e^2 (2n+1)} + \frac{Q_s^2}{4}}.$$



Rys. 75

Jeżeli ścianka belki była złożona z dwóch blach o grubości  $\delta_b$ , to wówczas należy stosować styk stopniowany (rys. 75), kryć go nakładkami podwójnymi i obliczenie przeprowadzać analogicznie jak przy blachach pionowych rozciąganych lub ściskanych siłami osiowymi. Wprowadzając do odpowiednich znaczeń znaczki  $b$  i  $n$  dla blachy i nakładki, np.  $M_b$ ,  $M_n$ ,  $I_b$ ,  $I_n$ ,  $h_b$ ,  $h_n$ ,  $Q_b$ ,  $Q_n$ , możemy napisać, że naprężenie dopuszczalne na zginanie w stykach wyniesie:

$$\sigma_g = \frac{2 I_b}{I_b + 2 I_n} \cdot k_g,$$

a dopuszczalny moment zginający w nakładce:

$$M_n = \frac{4 I_b}{I_b + 2 I_n} \cdot \frac{I_n}{h_n} \cdot k_g.$$

Moment zginający, który działa na jedną blachę środnika, wynosi:

$$M_b = \frac{4 I_b}{I_b + 2 I_n} \cdot \frac{I_b}{h_b} \cdot k_g.$$

Dopuszczalna siła poprzeczna:

$$Q_s = \frac{4}{3} \delta_b h_b k_t,$$

przypadająca na środek belki w styku, przeniesie się na blachę i dwie nakładki proporcjonalnie do przekrojów nakładek i środnika, czyli

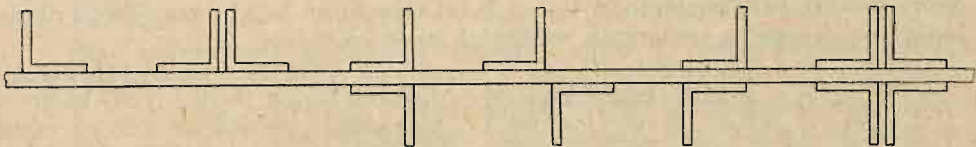
$$Q_n = \frac{2 \delta_b h_b \delta_n h_n}{\delta_b h_b + 2 \delta_n h_n} \cdot k_t;$$

$$Q_b = \frac{2(\delta_b \cdot h_b)^2}{\delta_b \cdot h_b + 2 \delta_n \cdot h_n} \cdot k_t.$$

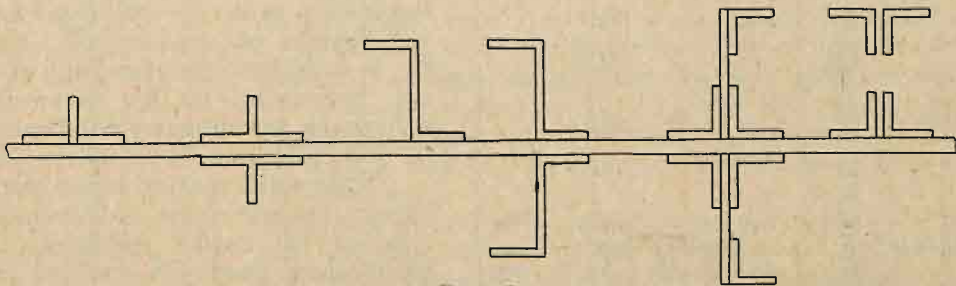
Określiwszy w ten sposób momenty zginające, dopuszczalne dla blachy i nakładek, oraz siły poprzeczne, obliczamy ilość nitów według poprzednich wskazówek uwzględniając, że zarówno momentowi  $M_n$  jak i  $M_b$  odpowiadają nity jednocięte.

## 7. Usztywnianie środnika blachownic

W celu usztywnienia środnika belki umieszczamy w pewnych odstępach na całej jej długości pionowe kątowniki usztywniające oraz ukośne pod kątem  $45^\circ$  w pobliżu podpór (rys. 79).



Rys. 76



Rys. 77

Często ze względów estetycznych kątowniki ukośne umieszcza się tylko po wewnętrznej stronie belki. Przy większej wysokości blachownicy stosujemy usztywnienie z profili większych i sztywniejszych oraz w mniejszych odstępach.



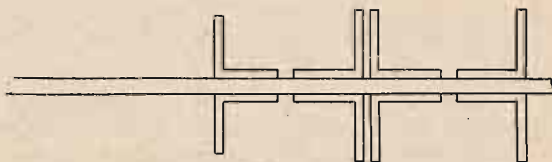
Jako profile usztywniające stosujemy kątowniki, teowniki, zetowniki (rys. 76 i 77). Tego rodzaju usztywnień używa się w blachownicach dźwigarów głównych mostów otwartych.

Na podporach, w których siła poprzeczna osiąga wielkość maksymalną, należy stosować dobre usztywnienie (rys. 77 i 78).

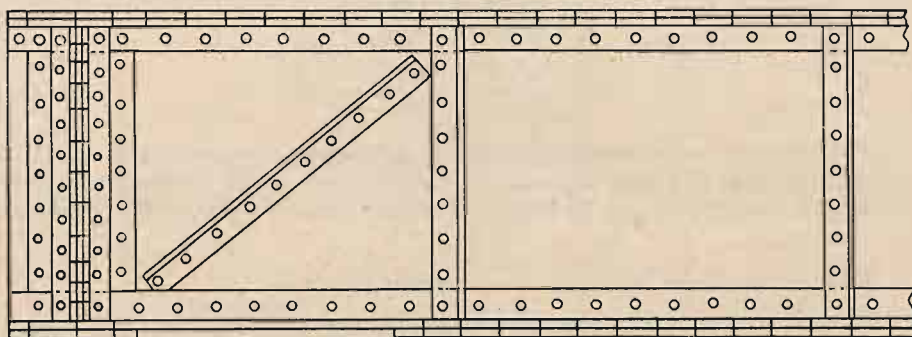
Do przekroju usztywnienia wlicza się średnik belki szerokości 150.

Jeżeli belka jest swobodnie podparta, to słupki usztywniające należy obliczyć na całkowitą reakcję podporową.

Jeżeli zaś blachownica jest przynitowana za pomocą kątowników na całej swej wysokości do drugiej belki lub do dźwigara głównego, to zwykle kątowniki te w dostatecznej mierze usztywniają jej końce.

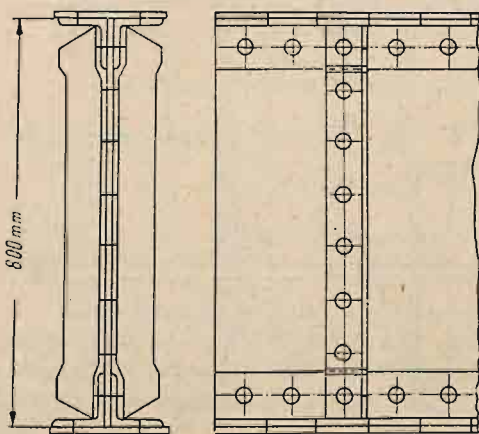


Rys. 78



Rys. 79

Środek blachownicy powinien być pomiędzy pasami odpowiednio usztywniony wzdłuż swej rozpiętości, zależnie od wysokości belki i przyjętego obciążenia ruchomego, a zwłaszcza wielkości sił skupionych.



Rys. 80

W mostach kolejowych na środkach belek podłużnych, które są przeważnie obciążone z góry ciężarami skupionymi (ciśnienie kół parowozu na mostownice), żebra usztywniające powinny być ustawione w odległości nie większej od 1,5 m, tj. w odległości mniejszej lub równej rozstawowi osi kół parowozu; w mostach zaś drogowych odległość ta może dochodzić do 2,5 m (rys. 79).

Kątowniki usztywniające przylegają bezpośrednio do środka i końce ich zwykle naginamy do kątowników pasowych (rys. 80) lub umieszczamy pod kątownikami usztywniającymi podkładki, które wyrównują powierzchnię środka z kątownikami pasów.

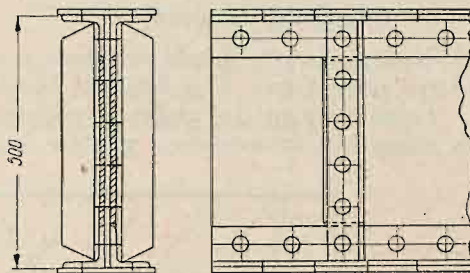
Końce zeber usztywniających zachodzą wówczas na kątowniki pasowe bez wygięć (rys. 81).

Sposób drugi jest lepszy, lecz wymaga więcej materiału, sposób zaś pierwszy wymaga większego wkładu pracy, szczególnie kosztownej roboty kowalskiej. O wyborze jednego z tych sposobów decyduje wysokość blachownicy.

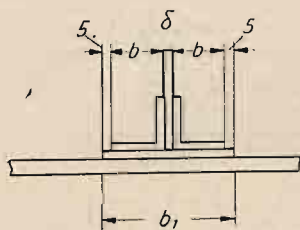
Ogólnie można przyjąć, że przy wysokościach belek  $h = 600 \div 800$  mm korzystniej jest stosować podkładki, przy większych zaś wysokościach  $h$  — naginanie kątowników.

Przy stosowaniu jednego kątownika usztywniającego należy stosować podkładkę szerszą od boku kątownika o  $5 \div 10$  mm.

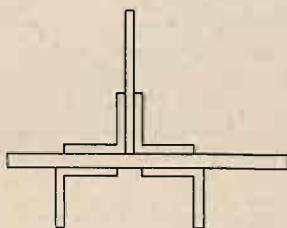
Przy kątownikach podwójnych, rozstawionych na odległość  $\delta$ , szerokość podkładki powinna wynosić  $b_1 = 2b + \delta + 10$  mm, gdzie  $b$  jest szerokością boku kątownika, przylegającego do środka belki (rys. 82).



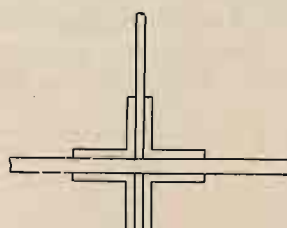
Rys. 81



Rys. 82

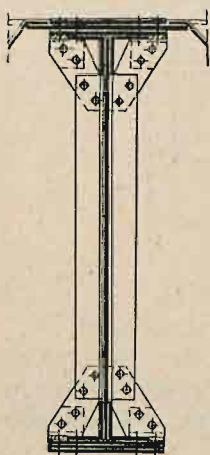


Rys. 83



Rys. 84

Przy stosowaniu podkładek możemy użyć do usztywnienia środka belki kątowników o mniejszych bokach, gdyż podkładki również usztywniają środek i zwiększają moment bezwładności przekroju usztywniającego względem osi równoległej do płaszczyzny środka.



Rys. 85

Jeżeli usztywnienie składa się z czterech kątowników, przy czym dwa kątowniki służą jednocześnie do przytwierdzenia belki drugorzędnej, to drugie dwa kątowniki (po drugiej stronie środka) jest lepiej przynitować w sposób podany na rys. 83 niż na rys. 84, gdyż pod względem momentu bezwładności są one jednoznaczne, nie mają jednak wąskiej szczeliny, utrudniającej malowanie konstrukcji.

Jeżeli pasy blachownicy są dosyć szerokie, to wówczas w celu zabezpieczenia prawidłowości przekroju, a w szczególności zapewnienia prostokątności blachy pionowej do blach poziomych, kątowniki usztywniające doprowadzamy do kątowników pasowych lub je odginamy i łączymy z blachami poziomymi (rys. 85), przy czym wycina się część boku kątownika i następnie wycięcie to spawa się.

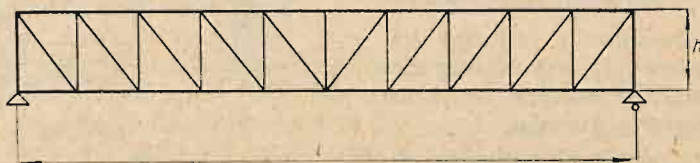


## UKŁADY GŁÓWNYCH BELEK KRATOWYCH

## 1. Dźwigary jednoprzęsłowe

Każdy dźwigar składa się z pasów albo prętów, które tworzą jego podłużny kontur zewnętrzny, i ze ścianki łączącej pasy.

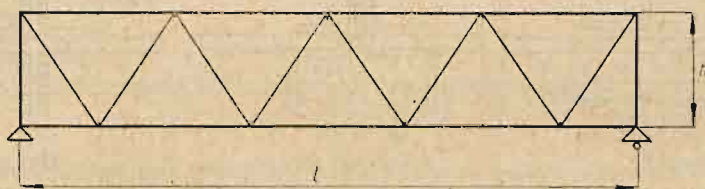
Ścianki mogą być pełne w postaci blach (dźwigary o ściankach pełnych) lub mogą być utworzone z prętów w postaci kraty (dźwigary kratowe).



Rys. 86

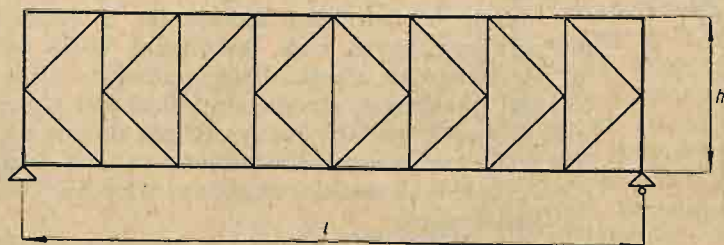
Dźwigary o ściance pełnej, czyli tzw. blachownice, stosuje się tylko do niewielkich rozpiętości, a to ze względu na dążenie do otrzymania minimalnego ciężaru nośnej konstrukcji mostowej.

Graniczne rozpiętości, przy których można stosować blachownice, są podane w zarządzeniu PKPG Nr 219 z dn. 28. VII. 1952 r.



Rys. 87

Dźwigar kratowy, którego krata składa się z prętów pionowych, słupków i prętów pochyłonych — krzyżulców nazywamy kratownicą o kracie prostokątnej (rys. 86).



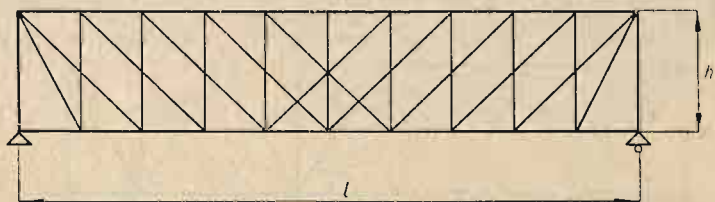
Rys. 88

Ponadto rozróżniamy odmianę kraty, składającej się tylko z prętów pochyłonych, a więc kratę krzyżulcową lub siatkową (rys. 87) i kratę półkrzyżulcową (rys. 88).

Jeżeli jedne pręty kraty krzyżują się z innymi jej prętami pomiędzy pasami, to otrzymujemy kratę wielokrotną. Kratę dwukrotną otrzymujemy

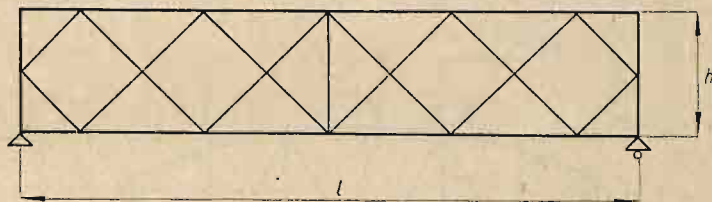


wówczas, gdy pręty raz się krzyżują (rys. 89 i 90), a kratę czterokrotną — gdy pręty jej krzyżują się trzy razy (rys. 91).



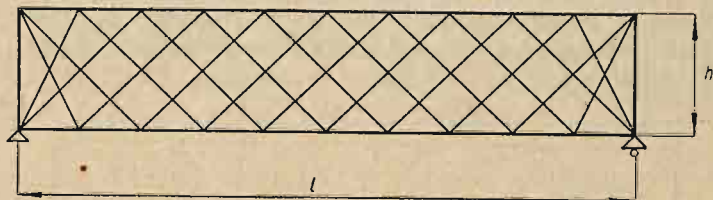
Rys. 89

W dźwigarach mostowych stosujemy zasadniczo kratę, tworzącą wraz z pasami układy niezmiennie, tj. układy, w których dźwigar zmienia swój kształt tylko w ten sposób, że pod działaniem sił zewnętrznych poszczególne pręty zmieniają swe długości, a po usunięciu tych sił cały układ powraca do stanu początkowego, jeżeli odkształcenia prętów zachodziły w granicach sprężystości materiału.



Rys. 90

Pod względem konstrukcji rozróżniamy kraty (kratownice) statycznie wyznaczalne, jeżeli  $r = 2k - n$  (rys. 86, 87, 88 i 90), i kratownice statycznie niewyznaczalne (przesztynnione — hiperstatyczne), jeżeli  $r > 2k - n$  (rys. 89), przy czym  $r$  oznacza liczbę prętów kratownicy,  $k$  liczbę jej węzłów, a  $n$  — ilość składowych reakcji podporowych.

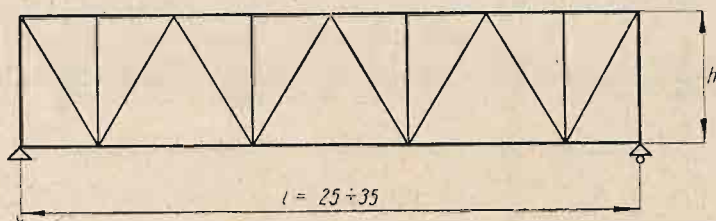


Rys. 91

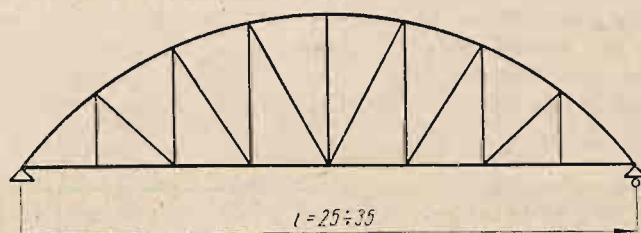
Obecnie w mostach o stosunkowo niewielkich rozpiętościach dźwigarów stosujemy zwykle dźwigary belkowe jednoprzęsłowe. Nie znaczy to wcale, że przy większych rozpiętościach nie należy stosować belek jednoprzęsłowych. Największe rozpiętości dźwigarów jednoprzęsłowych wynoszą przeciętnie  $150 \div 200$  m.

W Polsce największa rozpiętość jednoprzęsłowej kratownicy kolejowej z jazdą dołem wynosi 130 m.

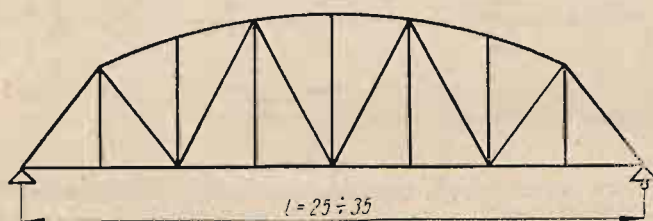
Przy rozpiętościach dźwigarów w granicach  $25 \div 35$  m w mostach z jazdą dołem stosujemy zwykle mosty otwarte z pasami równoległymi (rys. 92) lub z pasem górnym parabolicznym (rys. 93) albo z pasem górnym łamanym, którego węzły mogą leżeć na dowolnej krzywej (rys. 94).



Rys. 92

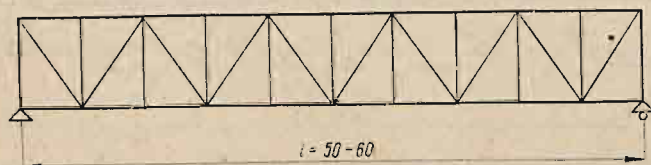


Rys. 93



Rys. 94

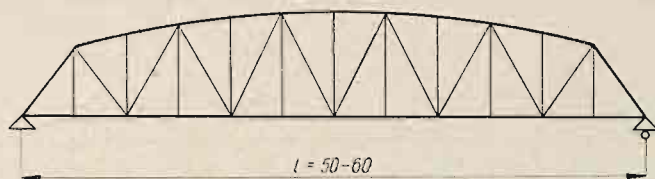
W dźwigarach, w których pasy górne zbiegają się z pasem dolnym w pobliżu podpór (rys. 93 i 94), uzyskuje się krótsze słupki. Dzięki temu można bez dużej straty materiału usztywnić je w kierunku poprzecznym mostu: będą one lepiej trzymać pas górny, ściskany w płaszczyźnie dźwigara. Oprócz tego można lepiej umocować końce pasa górnego, który zbiega się z pasem dolnym.



Rys. 95

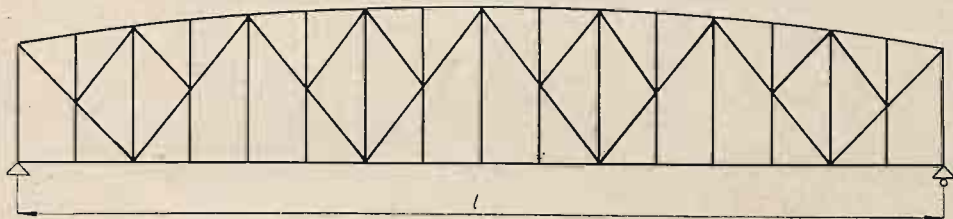
Dźwigary, poczynając od rozpiętości 35 m, mogą mieć tężniki górne podłużne, gdyż przy stosunku  $1/5$  wysokości dźwigara do jego rozpiętości otrzymujemy wysokość dostateczną, aby umieścić tężniki górne pomiędzy dźwigarami w granicach skrajni budowl,.

Przy rozpiętości dźwigarów  $50 \div 60$  m, zależnie od ich wysokości pośrodku rozpiętości, co jest opisane dalej w rozdziale III, stosujemy przeważnie dźwigary o pasach równoległych, które są prostsze w wykonaniu, a zatem i tańsze od dźwigarów o pasach krzywych \*). W tym przypadku stosujemy przeważnie kratę zastrzałową z dodatkowymi słupkami i wieszakami (rys. 95).



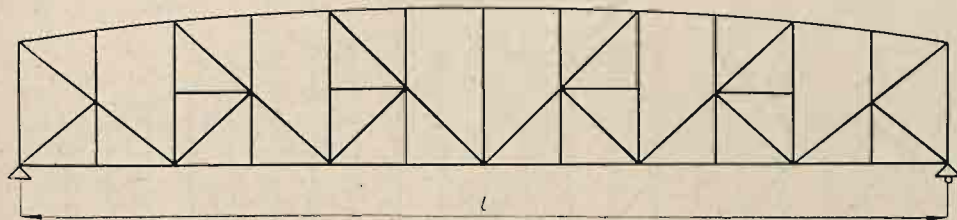
Rys. 96

Nie wyklucza to jednak możliwości zastosowania przy tych rozpiętościach pasa górnego krzywego, jeżeli użyte dźwigary będą miały dość dużą wysokość, np.  $1/5 \div 1/7$  rozpiętości. W tym przypadku pierwszy słupek powinien mieć wysokość dostateczną (około  $6 \div 7,5$  m), aby od tego słupka można było prowadzić tężniki podłużne (rys. 96).



Rys. 97

Przy rozpiętościach  $60 \div 120$  m pasy górne w mostach z jazdą dołem są zwykle wieloboczne. Stosunek wysokości dźwigara pośrodku do jego rozpiętości wynosi  $1/5 \div 1/6$  \*\*). Kratę zasadniczą stosuje się przeważnie zastrzałową z drugorzędnym zawieszeniem górnym lub dolnym (rys. 97 i 98).



Rys. 98

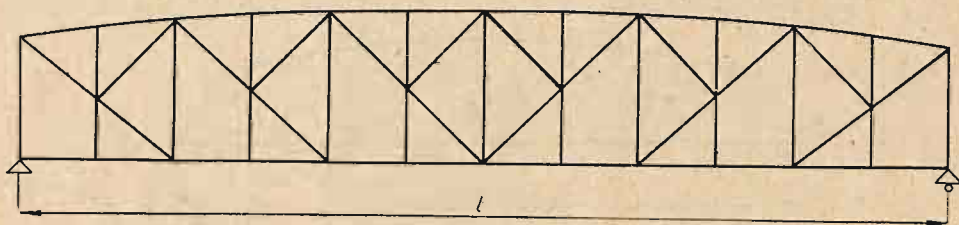
\*) Ostateczny wybór kształtu geometrycznego dźwigara powinien być wynikiem szczegółowej analizy porównawczej kilku odmian dźwigara, przeprowadzonej w każdym poszczególnym przypadku, przy czym głównym kryterium przy wyborze typu dźwigara powinna być oszczędność stali. Należy również zawsze dążyć do zmniejszenia pracochłonności robót warsztatowych i montażowych poprzez najbardziej racjonalne konstruowanie węzłów i połączeń (Red).

\*\*) Nie należy uważać podanej dolnej granicy  $1/6$  stosunku do rozpiętości za nieprzekraczalną i sztywną. Praktyka (wykazy stali wykonanych mostów) i teoria optymalnych wysokości dźwigarów wskazują na to, że minimalny ciężar stali otrzymujemy w dźwigarach wielobocznych i przy mniejszych stosunkach wysokości do rozpiętości np.  $1 : 7$  i nawet jeszcze mniejszych.

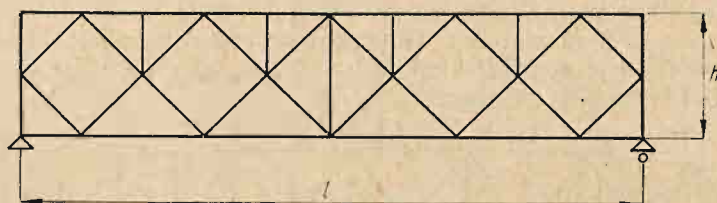
Bardzo istotny wpływ na ciężar całkowitej konstrukcji mostowej ma zmienność współczynnika zmniejszającego na wyboczenie w ściskanych prętach kraty. Dlatego więc warto opracować przynajmniej jeden wariant dźwigara wielobocznego przy stosunku  $1 : 7$ . (Red).



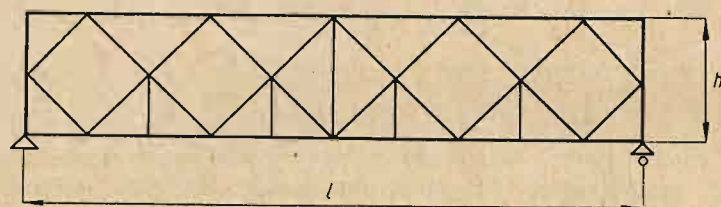
Także i w tym przypadku kratka zasadnicza może być prostokątna również z zawieszeniem górnym lub dolnym (rys. 99 i 98), ponieważ w tym układzie słupki są przeważnie ściskane i dość długie, przeto w celu zmniejszenia ich długości wybozeniowej w płaszczyźnie dźwigara, należy je połączyć drugorzędnymi prętami poziomymi z wewnętrznymi węzłami dźwigara (rys. 98).



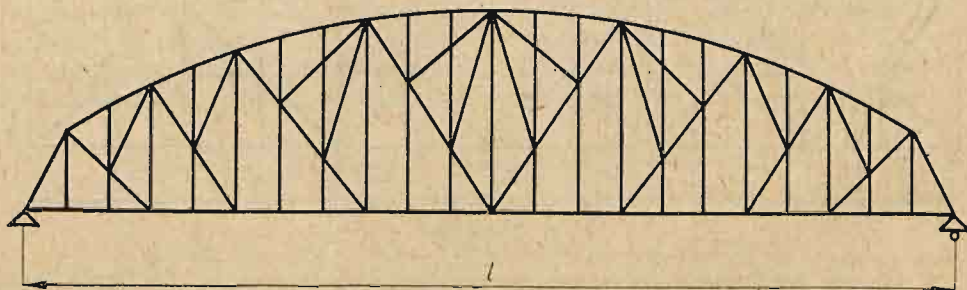
Rys. 99



Rys. 100



Rys. 101



Rys. 102

Kratownice układu Dietza mogą mieć dodatkowe wzmocnienia:

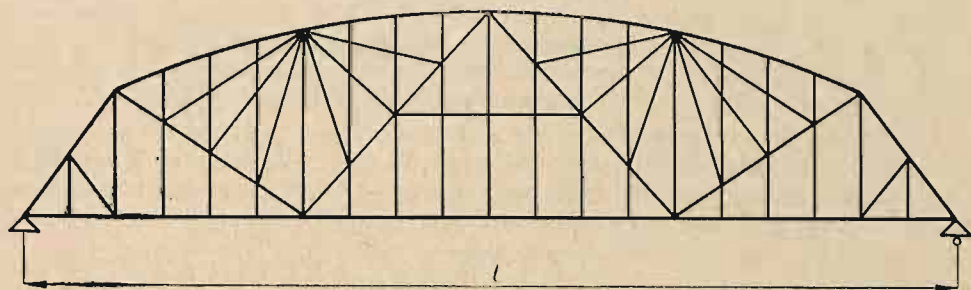
- 1) górne przy jeździe górą (rys. 100),
- 2) dolne przy jeździe dołem (rys. 101).

W dźwigarach o większych rozpiętościach stosujemy tylko jeden pas krzywy. Krata zasadnicza dźwigarów jest zwykle zastrzałowa z dodatkowymi

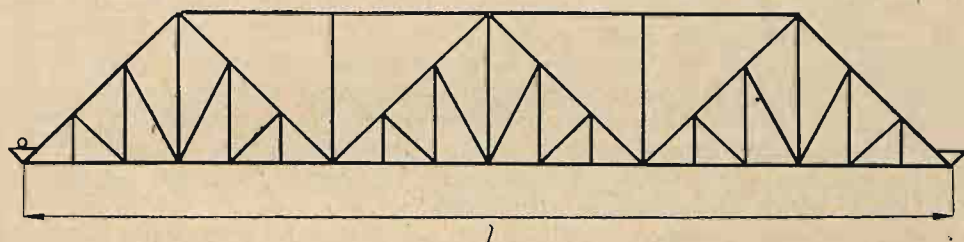
słupkami i z zawieszeniem pojedynczym (rys. 96) lub podwójnym (rys. 102), a czasem nawet potrójnym (rys. 103, 104 i 105), górnym albo dolnym.

Z powodu znacznej ilości słupków dodatkowych stosunek wysokości do rozpiętości w danym przypadku jest mniejszy i wynosi około  $1/6 \div 1/7$  \*).

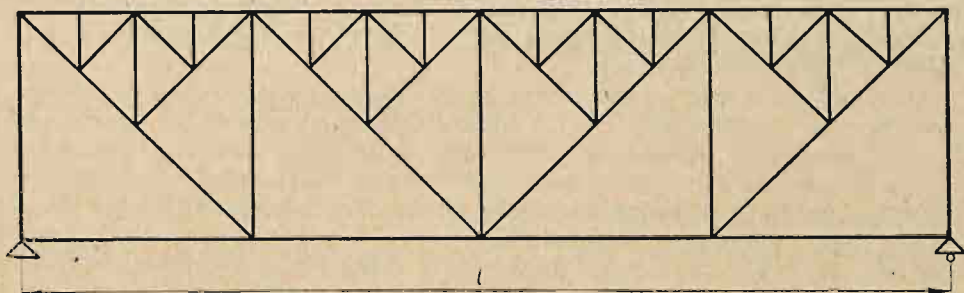
Ponieważ w mostach kolejowych jednotorowych szerokość skrajni budowl dla mostów wynosi 4,4 m, to przyjmując dla dużych rozpiętości szerokość pasów 1,2 m otrzymamy przy jeździe dołem odległość pomiędzy osiami dźwigarów wynoszącą 5,6 m.



Rys. 103



Rys. 104



Rys. 105

Aby zabezpieczyć odpowiednią sztywność w kierunku poprzecznym mostu, stosunek wysokości dźwigarów do ich rozstawu nie powinien przekraczać 3,33. Zatem przy rozstawie dźwigarów między ich osiami wynoszącym 5,6 m największa wysokość dźwigarów wynosi  $5,6 \cdot 3,33 = 18,65$  m.

Jeżeli przyjmiemy za najmniejszy stosunek rozstawu dźwigarów do ich rozpiętości  $1/20$  ze względu na sztywność w płaszczyźnie poziomej, to przekonamy się, że przy odległości pomiędzy osiami dźwigarów 5,6 m największa

\*) W dźwigarach tego typu należy również zbadać wariant stosunku wysokości do rozpiętości  $1:8$  (Red).



rozpiętość wynosi 112 m. Przy zwiększaniu rozpiętości musimy jednocześnie zwiększać rozstaw dźwigarów, bez względu na to czy wymaga tego skrajnia budowli, czy też nie. Na przykład przy rozpiętości 120 m rozstaw dźwigarów musi wynosić co najmniej 6 m.

W mostach dwutorowych odległość pomiędzy osiami dwu dźwigarów przy jeździe dołem wynosi  $4,4 + 3,5 + 1,2 = 9,1$  m. Przy mniejszej szerokości dźwigarów rozstaw ich można przyjmować za równy 9,0 m. Zatem w dwutorowych mostach dwudźwigarowych największa rozpiętość przy niezbędnym rozstawie dźwigarów wynosi  $9 \cdot 20 = 180$  m, największa zaś możliwa wysokość około 30 m, tj.  $1/6$  rozpiętości. Jeśli weźmiemy pod uwagę dodatkowe słupki i dodatkowe wzmocnienia kraty, to otrzymana wysokość będzie trochę mniejsza, gdyż znacznie wzrosną współczynniki konstrukcyjne  $\varphi_3$  i  $\varphi_4$ .

Wielkości przedziałów stosuje się w granicach  $4 \div 8$  m i tylko w dźwigarach o dużej rozpiętości przedziały dochodzą do 10 m. W mostach kolejowych dwutorowych, ze względu na belki poprzeczne i ich przymocowanie do dźwigarów, należy stosować przedziały mniejsze niż w mostach jednorodowych, a mianowicie — w granicach  $5 \div 6$  m.

## 2. Dźwigary wielopręsłowe

Dźwigary wielopręsłowe w postaci belek ciągłych bezprzegubowych były przez pewien okres czasu rzadziej stosowane. Obawiano się bowiem naprężeń dodatkowych w dźwigarach wskutek osiadania podpór, gdyż mogło się zdarzyć, że łożyska na poszczególnych podporach znajdowały się na innej wysokości niż zaprojektowano. Nie jest jednak rzeczą słuszną, aby z tych względów dźwigary te pomijać i odrzucać. Przede wszystkim obecne sposoby posadowienia podpór mostowych gwarantują ich stałość, a zatem nie nastroczają obaw co do znacznego ich osiadania.

Gdyby jednak podpora osiadła już po należytym jej ustawieniu na łożyskach dźwigarów ciągłych, to powstające różnice wysokości na podporach zawsze można wyrównać przez podniesienie dźwigarów za pomocą dźwigów hydraulicznych, których siła nośna dochodzi do kilkuset tonn lub przez ułożenie na łożyskach stalowych podkładek wyrównawczych odpowiedniej grubości i podbicie klinów w łożyskach.

Obecnie już w wielu przypadkach są stosowane belki ciągle bezprzegubowe, co należy przypisać wielu ich zaletom. Dźwigary te są na ogół lżejsze od belek swobodnie podpartych na dwóch podporach, a przede wszystkim są sztywniejsze, co ma bardzo duże znaczenie wówczas, gdy wysokość konstrukcyjna mostu jest niewielka, i gdy trzeba stosować jazdę górą i niższe dźwigary w granicach  $h = \frac{1}{25}l \div \frac{1}{30}l$ . Oprócz tego, aby otrzymać niezbędną sztywność mostu, naprężenia w prętach tego rodzaju dźwigarów powinny być odpowiednio zmniejszone

Poza wymienionymi zaletami belki ciągle bezprzegubowe mają tę właściwość, że montowanie ich można wykonać na brzegu, po osi mostu, i następnie nasuwać je na podpory sposobem wspornikowym, bez specjalnych rusztowań pomiędzy podporami mostowymi, co często ma zasadnicze znaczenie wówczas, gdy wzniesienie rusztowań w wodzie jest albo niemożliwe, albo bardzo kosztowne. Montowanie belek bez rusztowań w dużym stopniu przyspiesza budowę mostu.

W dźwigarach ciągłych umieszcza się na podporach pojedyncze łożyska, co sprawia, że pośrednie podpory mostu mogą być cienkie i ciśnienie na nie dźwigarów przenosi się prawie osiowo. Dlatego przy budowie wiaduktów



nad ulicami miast szczególnie nadają się belki ciągłe z podporami pośrednimi w postaci słupów wahadłowych, które bardzo mało zwiężają wolny przejazd pod wiaduktami.

Podobnie jak w dźwigarach jednoprzęsłowych, pasy w dźwigarach ciągłych wieloprzęsłowych mogą być obydwie proste lub krzywe albo jeden

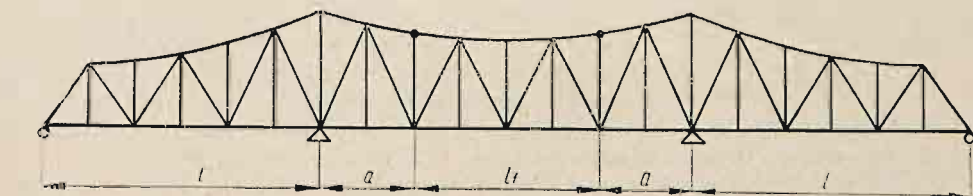
krzywy, a drugi prosty. Wysokość dźwigarów jest zwykle większa nad podporami a mniejsza pośrodku rozpiętości przęsa tak, że zewnętrznie sprawiają one wrażenie kratowych mostów łukowych.

Krata tych dźwigarów jest prostokątna lub zastrzałowa z dodatkowymi słupkami i z dodatkowym zawieszeniem (rys. 106, 107 i 108).

Z uwagi na ciężar dźwigary ciągłe nie powinny mieć jednako-

wych rozpiętości. W mostach trójpzęsłowych odpowiedni jest stosunek rozpiętości 7 : 8 : 7 lub 3 : 4 : 3.

W mostach wieloprzęsłowych zwykle rozpiętość przęsa środkowego jest największa. Rozpiętość przęsał bocznych powinna się zmniejszać stopniowo.



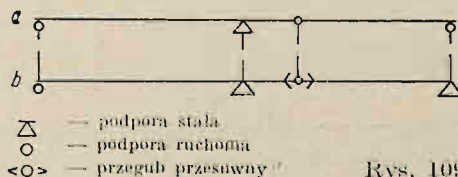
Rys. 108

W miarę możliwości należy dążyć do stosowania nieparzystej ilości przęsał w mostach wieloprzęsłowych. Belki ciągłe o nieparzystej ilości przęsał są korzystniejsze pod względem statycznym, a więc ekonomiczniejsze pod względem zużycia stali oraz bardziej estetyczne niż belki ciągłe o parzystej ilości przęsał.

Belki ciągłe dwuprzęsłowe nie dają oszczędności na stali w stosunku do dwóch przęsał swobodnie podpartych.

### 3. Dźwigary wspornikowe

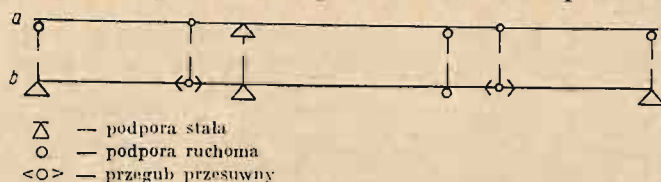
Jeżeli w dźwigarach ciągłych dwuprzęsłowych lub trójpzęsłowych umieścimy w miejscach najmniejszych momentów gnących taką ilość przegubów, jaka równa się liczbie podpór belki ciągłej zwiększonej o dwa, to otrzyma-



Rys. 109

— podpora stała  
— podpora ruchoma  
<O> — przegub przesuwany

my układ belek zewnętrznie statycznie wyznaczalny, przy czym belki wspornikowe mogą być jednospornikowe (rys. 109) lub dwuspornikowe (rys. 110).



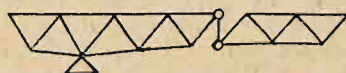
Rys. 110

Przy dźwigarach wspornikowych, jeżeli mamy przeguby nieprzesuwne, tylko jedna podpora może być nieruchoma, wszystkie zaś inne powinny być przesuwne (rys. 109a i 110a). Jeśli zaś niektóre przeguby są przesuwne, to w zamian każdego przegubu przesuwne może być użyta podpora nieruchoma (rys. 109b i 110b).



Rys. 111

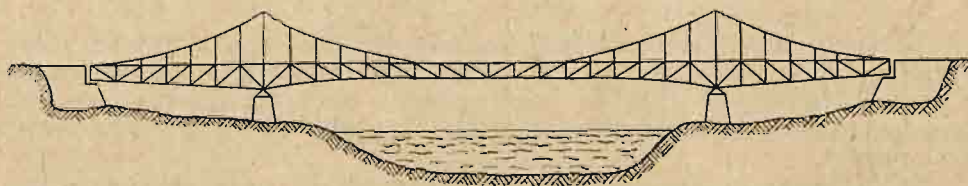
Belki podwieszone do końców wsporników mogą mieć połączenie zamaskowane, tak że połączenie to na zewnątrz dźwigara nie będzie uwidocznione. Most zewnętrznie będzie mieć kształt jakby belki ciągłej bezprzegubowej (rys. 111). Czasem jednak połączenie to może być uwidocznione (rys. 112).



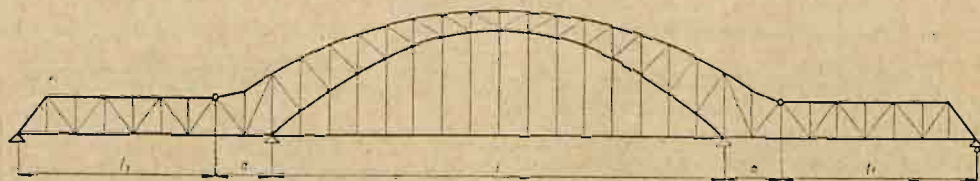
Rys. 112

Ponieważ momenty zginające na końcach wsporników spadają do zera i największe momenty występują nad podporami, przeto łącząc końce wsporników belką zawieszoną o niewielkiej rozpiętości możemy jej nadać niewielką wysokość i całemu mostowi kształt sztywnego mostu wiszącego (rys. 113) lub łukowego (rys. 114).

Belka międzypodporowa może mieć niewielką wysokość, lecz wówczas powinna być wzmocniona sztywnym łańcuchem, przy czym wspornik pod-



Rys. 113

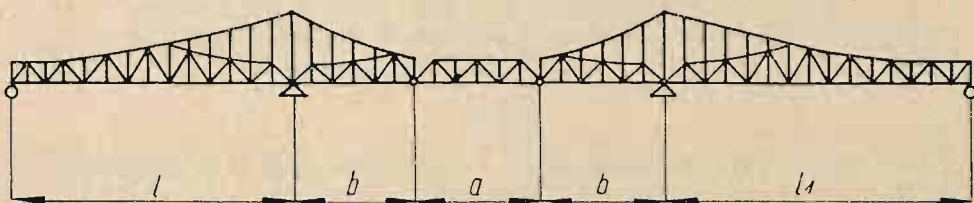


Rys. 114



wiesza się również do tego łańcucha. Całość łącznie z belką zawieszoną na końcach wsporników stanowi układ jakby mostu wiszącego, w rzeczywistości zaś wspornikowego o trzech pasach (rys. 115).

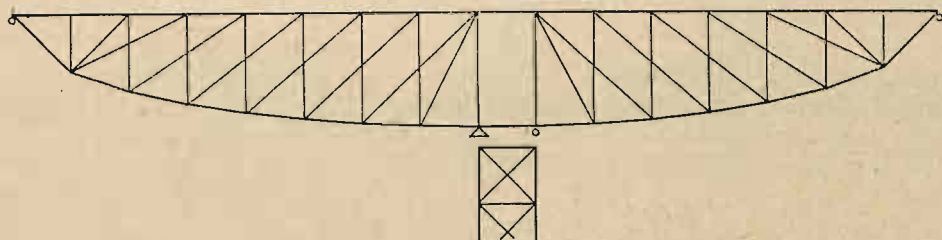
Mosty wspornikowe w zasadzie nie należą do układów sztywnych. Układ zaś podany na rys. 115 jest najmniej sztywny, toteż podczas jazdy nawet pojedynczego wozu drga on tak silnie, że można jechać tylko bardzo powoli. Z tego względu mostów o takim układzie nie należy budować.



Rys. 115

Mosty wspornikowe o podporach bliźniaczych bez krzyżulca pomiędzy słupkami podporowymi należą do układów zewnętrznie statycznie wyznaczalnych (rys. 116). Reakcje podpór bliźniaczych w tym układzie zawsze są dodatnie, przeto układ ten nadaje się przy wysokich kratowych podporach stalowych, przy czym ciśnienie na każdą nogę podpory jest dodatnie.

Mosty wspornikowe mają wiele ważnych zalet i dlatego je budujemy. Przede wszystkim przy większych rozpiętościach przęseł ciężar ich jest mniejszy niż belek jednoprzęsłowych. Mosty te można zmontować bez rusztowań, sposobem tzw. wspornikowym.



Rys. 116

Materiał w tych dźwigarach jest korzystnie rozłożony: nad podporami i w pobliżu podpór materiał, a zatem i ciężar własny dźwigarów jest bardziej zgrupowany. Wynikiem tego jest pewne zmniejszenie momentów gnących nad podporami i w ich pobliżu, gdzie te momenty są największe.

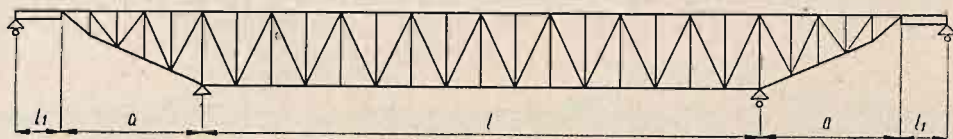
Również i działanie wiatru na dźwigary jest większe w pobliżu podpór, gdzie dźwigary zwykle są najwyższe, tj. mają największą powierzchnię rzeczywistą, narażoną na parcie wiatru. Z tego wynika, że w mostach wspornikowych o większych rozpiętościach należy ciężar własny dźwigarów rozkładać na węzły według ciężarów przypadających na węzeł, a nie sposobem równomiernego obciążenia na całej długości dźwigara wspornikowego.

W mostach tych, podobnie jak w mostach o belkach ciągłych, filary mostowe w górnej części są znacznie cieńsze, gdyż na ich wierzchołku umieszcza się tylko jedno łożysko.

W mostach drogowych przy układzie dwuwspornikowym (rys. 117) można stosować krótkie beleczki zawieszone, kilkumetrowej rozpiętości z małymi

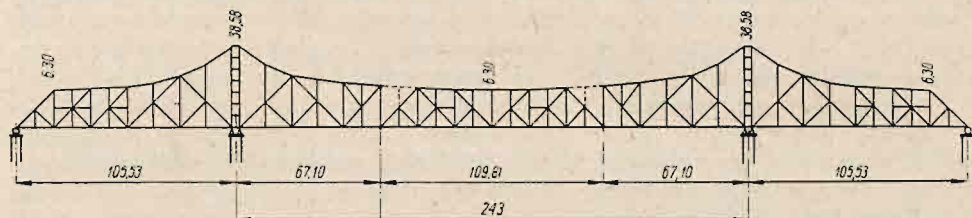


reakcjami podpór i podpierac je małymi przyczółkami, posadowianymi nawet na dobrze ubitych nasypach. Filary przybrzeżne mogą być bez izbic, a więc również tanie i wskutek tego cały most może okazać się znacznie tańszy od jakiegokolwiek mostu o innym układzie, np. z belką jednoprzęsłową opartą na normalnych przyczółkach.

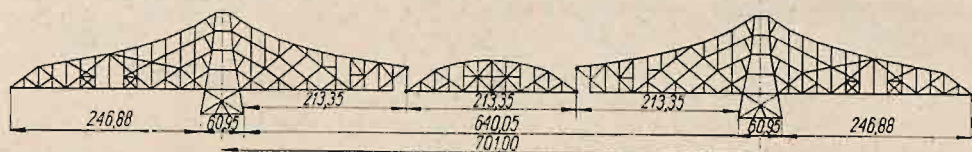


Rys. 117

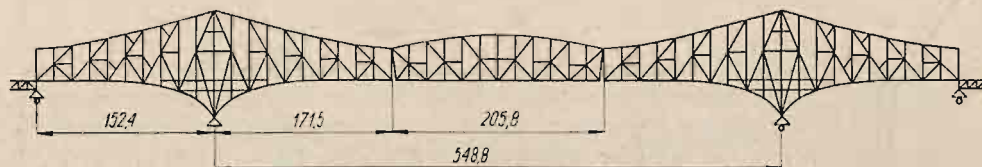
Do wad mostów wspornikowych należy zaliczyć przede wszystkim ich niewielką sztywność, zwłaszcza wsporników. Warunek, aby ugięcie końca wspornika nie przekraczało  $\frac{1}{500}$  jego długości, wymaga zazwyczaj zmniejszenia naprężeń w samych prętach wspornika.



Rys. 118



Rys. 119



Rys. 120

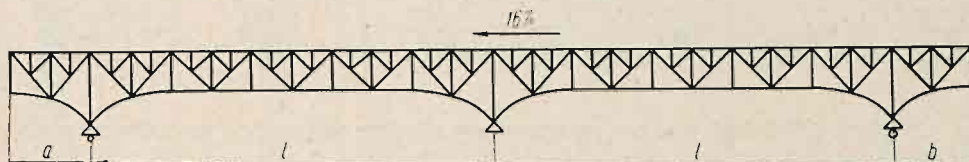
W mostach wspornikowych jest znacznie więcej prętów ściskano-rozciąganych niż w belkach jednoprzęsłowych swobodnie podpartych. Liczbę prętów ściskano-rozciąganych można zmniejszyć przez zwiększenie długości wspornika, lecz to pociąga za sobą w mostach jednospornikowych reakcje ujemne na końcach belek jednospornikowych, co nie należy do zalet konstrukcji mostowej. Ponadto przeguby pomiędzy podporami powodują pewne uderzenia w mostach wspornikowych, co pociąga za sobą znaczne drgania dźwigarów.

Mosty wspornikowe dochodzą do bardzo dużych rozpiętości (rys. 118, 119, 120.)

Dźwigary trójprzęsłowe w postaci belek ciągłych mogą mieć jeden przegub przesuwny w prześle środkowym. W układzie tym dźwigar środkowy może mieć wysokość pośrodku bardzo niewielką, przez co kształt zewnętrzny prześła środkowego jest zbliżony do kształtu kratowego mostu łukowego. Układ ten jest zewnętrznie jeden raz statycznie niewyznaczalny.

Belki ciągłe mogą być również wspornikowe.

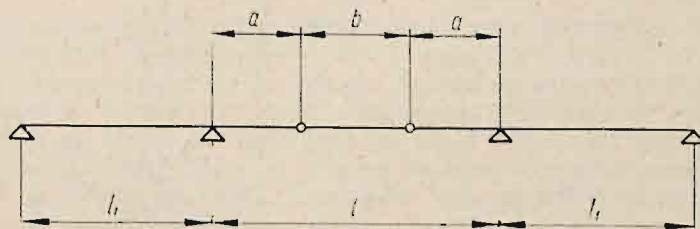
Na rys. 121 przedstawiono belkę ciągłą dwuprzęsłową i dwuwspornikową — układ zewnętrznie statycznie niewyznaczalny.



Rys. 121

Zależnie od długości wspornika i belki zawieszanej mosty jednowspornikowe mogą mieć reakcje na podporze skrajnej dźwigara wspornikowego dodatnie i ujemne. Zwykle dąży się do tego, aby uzyskać tylko dodatnie reakcje, gdyż zakotwienie końców dźwigarów łączy się z pewnymi trudnościami, umieszczenie zaś przeciwwag wymaga miejsca i zwiększa ciężar stali w dźwigarach. Przy podziale długości mostu na poszczególne prześła z dźwigarami wspornikowymi należy dążyć do tego, aby ciężar dźwigarów był jak najmniejszy, jeżeli inne jakiegokolwiek względy nie przesadzają o wielkości poszczególnych prześł. Teoretyczne rozwiązanie tego zadania bez pewnych dowolnych założeń sprawia znaczne trudności.

Opracowany przez różnych autorów najkorzystniejszy wzajemny stosunek długości  $a$  wspornika, rozpiętości  $l_1$  belki jednowspornikowej, rozpiętości  $l$  belki zawieszanej oraz odległości  $2a + b$  między środkami podpór (dający najmniejszy ciężar konstrukcji dla układu podanego na rys. 122) zestawiono w tabelcy 38.



Rys. 122

Jeżeli porównamy dane zgrupowane w tabelcy, stwierdzimy, że inżynierowie pracujący nad rozwiązaniem tego zagadnienia uzyskali różne wyniki. Ta różnorodność wyników wypływa z różnych założeń. Tak np. Winkler i Nicolai wychodzili z założenia, że ciężar własny dźwigarów wspornikowych i belki zawieszanej jest jednakowy na całej ich długości, co jest niesłuszne, gdyż wspornik zawsze jest cięższy od belki zawieszanej, która ma niewielką rozpiętość. Ponadto belka wspornikowa pomiędzy podporami waży znacznie więcej od belki zawieszanej, a mniej od wspornika.



Z poniższej tablicy widać, że dane Nicolaia i Winklera są na ogół zgodne. Różnica polega tylko na tym, że Nicolai podaje stosunki jednoznaczne, Winkler zaś w pewnych granicach, w których mieszczą się dane Nicolaia.

Tablica 38

Autor	$\frac{a}{l_1}$	$\frac{a}{l}$	$\frac{b}{l}$	$\frac{l_1}{l}$
Winkler	$0,18 \div 0,27$	$0,17 \div 0,23$	$0,66 \div 0,54$	$0,96 \div 0,84$
Nicolai	0,20	0,18	0,64	0,90
Bayer	$0,4 \div 0,6$	0,30	0,40	$0,75 \div 0,50$
Burr	$0,62 \div 0,50$	0,25	0,50	$0,40 \div 0,50$
Merriman i Jacoby	0,43	0,16	0,68	0,37

Na rys. 123 i 124 podane są schematy dwóch większych mostów wspornikowych.

Należy podkreślić, że tylko przy większych rozpiętościach i odpowiedniej długości wsporników można uzyskać dźwigary wspornikowe lepsze od dźwigarów jednoprzęsłowych swobodnie podpartych; przy małych rozpiętościach różnica ta jest niewielka.

#### 4. Ogólne uwagi dotyczące dźwigarów mostowych

Przy wyborze dla danego mostu układu dźwigarów należy przede wszystkim określić najbardziej korzystną rozpiętość dźwigarów, projektując dla danego przekroju geologicznego filar mostowy. Jeżeli żadne czynniki nie ograniczają wielkości rozpiętości poszczególnych przęseł, to otrzymane rezultaty można przyjąć jako punkt wyjścia do dalszych rozważań.

Następnie należy ustalić położenie filarów przy przyjętych rozpiętościach oraz rozpatrzyć, czy filary przy różnym układzie warstw gruntu będą wymagać jednakowo głębokich posadowień. Zwiększenie głębokości posadowienia filarów pociąga za sobą zwiększenie kosztów budowy filarów. Aby otrzymać najtańsze rozwiązanie, filary należy przesuwac i odpowiednio zwiększać lub zmniejszać rozpiętości przęseł, które w danym moście nie muszą być jednakowe.

Po tych wstępnych ustaleniach można zaprojektować filary i obliczyć ich koszt oraz znaleźć przeciętny koszt jednego filaru. Również przy różnych rozpiętościach należy obliczyć, choćby na podstawie wzorów empirycznych, ciężary dźwigarów i przeciętny koszt dźwigarów jednego przęsła. Jeżeli otrzymany przeciętny koszt jednego filaru nie wiele się różni od przeciętnego kosztu dźwigarów jednego przęsła, to wybór jest odpowiedni. Przy znacznych różnicach należy albo zwiększać, albo zmniejszać liczbę przęseł. W przypadku gdy filary są kosztowne, to rozpiętości przęseł powinny być większe, i odwrotnie.

Przy większych rozpiętościach dźwigary ciągle są lepsze od dźwigarów jednoprzęsłowych swobodnie podpartych. Na przykład przy rozpiętości 50 m oszczędność materiału wynosi około 10%, przy 100 m — 18%, a przy 150 m — 22÷24%.

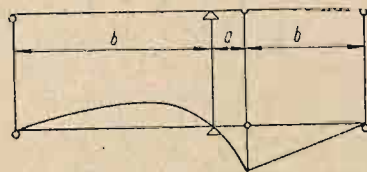
Można przyjąć, że dźwigary wspornikowe przy rozpiętościach 50, 100 i 150 m dają taką samą oszczędność jak i belki ciągłe.

Przy małych rozpiętościach nie należy stosować belek wspornikowych, gdyż ciężar dźwigarów zmniejsza się nieznacznie, sztywność zaś ich jest niewielka.



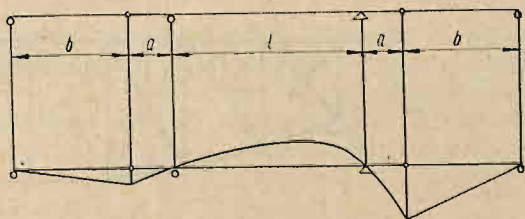
W mostach kolejowych należy zachować warunek, aby ugięcie wspornika było nie większe niż  $\frac{1}{500}$  jego długości przy najbardziej niekorzystnym obciążeniu ruchomym.

Przy obliczeniu wspornika w mostach jednospornikowych podlega obciążeniu wspornik i belka do niego podwieszona (rys. 125). W mostach dwuspornikowych należy obciążyć oba wsporniki i obie belki do nich podwieszone (rys. 126).



Rys. 125

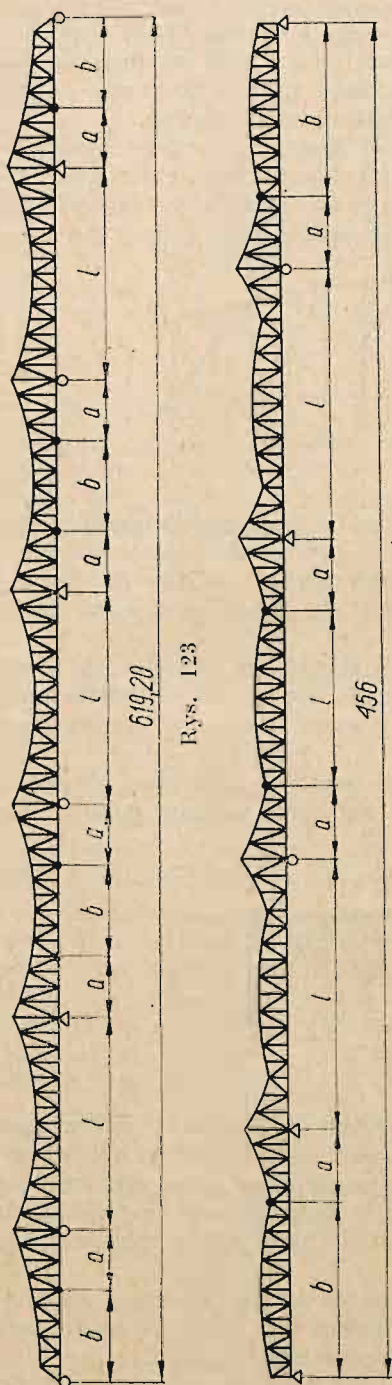
Przy projektowaniu mostów, jeżeli wysokości konstrukcji na to pozwalają, należy brać pod uwagę mosty z jazdą górą, zwłaszcza jeżeli most ma być zbudowany w mieście. Mosty te nie zasłaniają widoku i na ogół są sztywniejsze. Jednak zastosować je można przy danych szerokościach tylko do pewnych rozpiętości.



Rys. 126

W mostach z jazdą górą ważną rzeczą jest ich stateczność na wywracanie przy parciu wiatru. Jeżeli ze względów stateczności trzeba rozstawić dźwigarów zwiększać bardziej, niż tego wymagałby most z jazdą górą, to wówczas należy stosować most z jazdą dołem.

Obecnie stosuje się dźwigary przeważnie o krać statycznie wyznaczalnej, zatem o krać zasadniczej pojedynczej



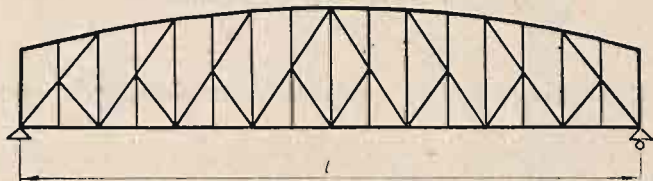
Rys. 123

Rys. 124

lub podwójnej i wielokrotnej, która spełnia równanie  $m = 2n - 3$ , gdzie  $m$  — ilość prętów i  $n$  — ilość węzłów.

Stosowanie kratownic statycznie wyznaczalnych usprawiedliwia się prostotą obliczeń oraz większą dokładnością i prostotą ich składania w porównaniu z kratownicami statycznie niewyznaczalnymi, które wymagają zarówno znacznie większej ostrożności jak i ścisłości przy wykonaniu i składaniu, aby pręty pracowały należycie bez dodatkowych naprężeń.

Pomimo tych wad dźwigary o wielokrotnej kracie statycznie niewyznaczalnej mają zalety, a mianowicie są bardziej wytrzymałe. W dźwigarze bowiem statycznie wyznaczalnym każdy jego pręt zasadniczy stanowi najbardziej podstawową część całości konstrukcji i uszkodzenie tego pręta może

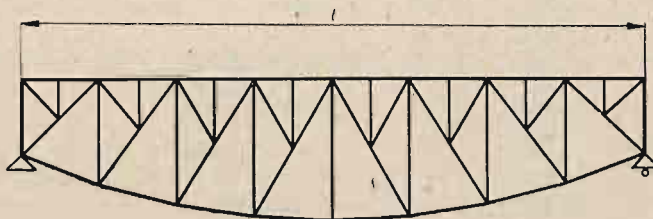


Rys. 127

spowodować załamanie się całej konstrukcji, natomiast w dźwigarach statycznie niewyznaczalnych uszkodzenie prętów nie grozi niebezpieczeństwem. Były wypadki, że w dźwigarze statycznie niewyznaczalnym pomimo całkowitego przerwania pasa górnego dźwigar trzymał się nadal, gdyż gęsta krata przejęła pracę pasa.

W dźwigarach o znacznej wysokości, gdy krzyżulce przechodzą przez dwa lub więcej przedziałów z kratą wzmocnioną, lepiej jest stosować przy zasadniczej kracie prostokątnej krzyżulce wznoszące się ku środkowi (rys. 127).

W zasadzie krzyżulce te są ściskane, lecz przecięte pośrodku słupkiem mają długość wyboeczeniową w płaszczyźnie dźwigara równą połowie ich



Rys. 128

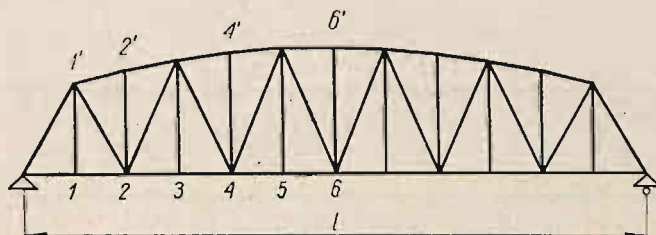
całkowitej długości, w płaszczyźnie zaś prostopadłej do płaszczyzny dźwigara długość ich może być również zmniejszona przez ustawienie tężników poprzecznych w dodatkowych słupkach. Zresztą same słupki swą sztywnością trzymają te zastrzały w miejscu skrzyżowań; w kierunku zaś poprzecznym zastrzały zazwyczaj mają większy moment bezwładności niż w płaszczyźnie dźwigarów.

Słupki główne w tej kracie są przeważnie rozciągane, jeżeli zaś są ściskane w środkowych przedziałach, to zmniejszenie ich długości może być dokonane przez połączenie ich środków z węzłami wewnętrznymi.

W mostach o niewielkich rozpiętościach (40 m ÷ 60 m) przy jeździe górą z dodatkowym górnym wzmocnieniem lepiej jest stosować kratę prostokątną z krzyżulcami przeważnie ściskanymi i słupkami rozciąganymi (rys. 128).



Smukłość krzyżulców w połowie ich długości wybocezeniowej w płaszczyźnie dźwigara i smukłość w kierunku prostopadłym przy całkowitej długości wybocezeniowej danych krzyżulców są często jednakowe, chociaż czasem w drugim przypadku smukłość ich jest nieco mniejsza.



Rys. 129

Pas górny ściskany nad słupkami wysokimi, które nie są przecięte krzyżulcami, lepiej jest łamać w taki sposób, aby kąt wewnętrzny pomiędzy pasami był mniejszy od  $180^\circ$  (rys. 129). Wtedy słupki 22', 44', 66' są rozciągane i nie wymagają tej sztywności w płaszczyźnie dźwigara, jaką musiałyby mieć, gdyby były ściskane choćby nawet niewielką siłą.

### Rozdział III

## WŁASNOŚCI RÓŻNYCH UKŁADÓW BELEK KRATOWYCH

### 1. Najkorzystniejsza wysokość dźwigarów kratowych

Zastanówmy się obecnie, jaka powinna być wysokość np. dźwigara o kracie prostokątnej i pasach równoległych przy danej ilości przedziałów  $m$ , ich długości  $a$ , a zatem przy rozpiętości teoretycznej kratownicy  $l = m \cdot a$  i przy dopuszczalnym naprężeniu stali  $k \text{ T/m}^2$ .

Oznaczmy siły w dowolnym przedziale  $cd$  w pasie górnym, w pasie dolnym, w krzyżulcu i słupku odpowiednio przez  $S_g, S_d, S_k$  i  $S_s$ , współczynniki zaś konstrukcyjne dla prętów pasów i kraty wewnętrznej — odpowiednio przez  $\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3$  i  $\varphi_4$ , kąt pochylenia krzyżulca do pasa przez  $\alpha$ , obciążenie stałe przez  $p \text{ T/mb}$ , obciążenie ruchome przez  $q \text{ T/mb}$ , obciążenie stałe i ruchome łącznie przez  $p + q = g \text{ T/mb}$ , oraz wysokość dźwigara na całej jego długości przez  $h$ .

Objętości poszczególnych prętów kraty i najkorzystniejsza wysokość dźwigarów będą następujące.

#### 1. Objętość prętów pasa górnego

Dla siły w przecie pasa górnego w przedziale  $cd$  otrzymamy pole linii wpływu (rys. 130):

$$W = \frac{(m - n) n a^2}{2 h}$$

Objętość rzeczywista tego pręta wynosi:

$$V_g = \frac{(m - n) n a^3}{2 h k} g \varphi_1.$$