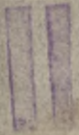


WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA



6176

L. inw.



Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000297752



ZWIĄZEK STUDENTÓW INŻYNIERII  
PRZY A. G. w KRAKOWIE  
Biblioteka i Czytelnia

Nr. ~~202/2~~ 205/2







II 6176



Nr. ~~202/2~~  
205/2

## A. Belki kratowe.

### W s t ę p.

#### §. I. Porównanie mostów kratowych i blaszanych.

Mając mówić o ustroju mostów kratowych żelaznych, opieramy się na tem, cośmy już o istocie belek kratowych i ich obliczeniu podali w Podręczniku Statyki Budowli\*) i Teorii Mostów\*\*), jakoteż o mostach blaszanych i pomoście mostów żelaznych w „Mostach Blaszanych“.

Obecnie porównamy mosty blaszane i kratowe żelazne pod rozmaitymi względami:

1. Ilość materiału. Belki blaszane mają ściankę, pracującą na ciśnienie i ciągnienie, którą potrzeba stężyć, wymagają więc wiele materiału. Mała belka kratowa jest znowu niekorzystna, bo wymaga wielu połączeń, a to znowu pociąga za sobą użycie znacznej ilości materiału. Otóż stosunek ilości materiału belek głównych mostów blaszanych kolejowych do ilości materiału belek kratowych wynosi kolejno dla rozpiętości:

$l=10, 20, 30, 40, 50, 60 m,$

1.05, 1.11, 1.17, 1.23, 1.30, 1.36, jeśli 2 belki na 1 tor

1.00, 1.02, 1.04, 1.06, 1.08, 1.10, jeśli 2 belki na 2 tory.

A zatem w ogólności belki blaszane wymagają więcej materiału niż kratowe, a różnica ta wzrasta z rozpiętością.

2. Dalszą ujemną stroną belki blaszanej jest a) większy wpływ wiatru, b) trudniejsze wykonanie przy belkach wysokich, zwłaszcza, że przy wielkich wysokościach nad 1.8 m trzebaby spajać ściankę poziomo, c) nieestetyczny wygląd wysokiej belki blaszanej, d) utrudnione dojście powietrza i słońca do pomostu, który łatwiej gnije i rdzewieje.

\*) II. wyd. str. 323. i nast.

\*\*) II. wyd. 1904. str. 86. i nast.



Korzyści, jakie przedstawiają belki blaszane są:

1. Prostota ustroju: ustrój belek blaszanych jest bardzo prosty więc wymagają one mniej roboty i są wskutek tego tańsze.

2. Łatwy nadzór, a co się tyczy malowania, bardzo ważnego ze względu na rdzewienie, łatwe odnowienie malowania.

3. Niema żadnych zbiorników wody (n. *Wassersack*), tj. takich zeskładów, w których woda zbiera się i zatrzymuje.

4. Łatwe połączenie z tężnikami poprzecznymi, gdyż mamy tu płaszczyznę, podczas gdy u belek kratowych tężników nie można w każdym miejscu utwierdzić, lecz tylko w węzłach.

5. Nie potrzeba się krępować położeniem poprzecznic (przy moście kratowym musimy dawać poprzecznice zazwyczaj tylko w węzłach).

Widzieliśmy, że ujemne strony belek blaszanych wzmagają się, im większa staje się rozpiętość i wysokość; wady te zmniejszają się przy małych rozpiętościach. Z tego wynika, że dla małych rozpiętości stosowne są belki blaszane. U nas są one używane dla małych rozpiętości do 15 i 20 m; wyżej 20 m używamy belek kratowych. Wyjątek stanowi wiedeńska kolej miejska, gdzie użyto belek blaszanych dla rozpiętości 27 m. W Ameryce i we Francyi używają ich dla rozpiętości do 25 i 30 m.

## I. Rodzaje belek ze względu na kształt pasów.

### §. 2. Belki równoległe.

Najprostsze belki są równoległe; dzielą się one na a) belki zwykle jednoprzęsłowe (n. *einfache Träger*), b) belki ciągle (n. *continuirliche Träger*, fr. *la poutre continue*, a. *the continous girder*), c) belki ciągle przegubowe (n. *continuirliche Gelenkträger. Träger mit schwebenden Stützen*). Chodzi nam o wybór rodzaju belki między zwykłą a ciągłą, bo belki ciągle przegubowe rzadko tylko są używane ze względu na trudność wykonania przegubu. A więc czy mamy używać dla mostów o więcej przęsłach belek jednoprzęsłowych, czy



ciągłych? Na to pytanie można się zapatrywać z różnych względów. Musimy je więc porównać:

1. Ilość materiału. Dla małych rozpiętości nie można bardzo zmieniać przekroju pasów i krzyżulców. Jeżelibyśmy ich nie zmieniali, to ponieważ moment na podporze jest  $M_1 = \frac{1}{8} ql^2$  dla belki ciągłej dwuprzęsłowej, a tak samo jest najw.  $M = \frac{1}{8} ql^2$  dla belki jednoprzęsłowej (t. 26. r. 1.), więc użyciem belek ciągłych nic nie zyskujemy. I owszem, ponieważ przy belce ciągłej siły w pasach zmieniają znak, więc w każdym razie dla nich trzeba więcej materiału. Dla belki 2, 3, 4-przędłowej, potrzeba 1.07, 1.02, 1.04 razy tyle materiału dla belki ciągłej, co dla zwykłej. — Można wprawdzie zniżyć środkową podporę i przeto zmniejszyć moment ujemny; możnaby przeto zaoszczędzić około 25% ze względu na momenty. Ale wskutek tego zwiększają się siły poprzeczne tak, że nie wiele zyskamy, a przytem zwiększa się trudność w wykonaniu. Dlatego nie używamy tego sposobu.

Przy większych rozpiętościach jest jednak inaczej. Tu zmieniamy przekrój, a więc mamy oszczędność i ta wynosi wedle Winklera dla:  $l=25, 50, 100, 150 m,$

0, 10, 19, 24% ilości materiału.

Ale, jeżeli uwzględnimy tę okoliczność, że przy belce ciągłej są pasy raz ciągnione, drugi raz ciśnione, czego niema przy belce w dwóch punktach podpartej, to będziemy zmuszeni użyć mniejszych nateżeń dopuszczalnych (wedle doświadczeń *Wöhlera, Buschingera i Tetmajera*), a wtedy oszczędność materiału będzie znacznie mniejsza.

2. Ugięcie belek ciągłych jest znacznie (27 do 42%) mniejsze, niż belek w dwóch punktach podpartych; ale ostatecznie, czy ono jest mniejsze, czy większe, to nie stanowi wady ani korzyści. Jeżeli pierwszy raz most obciążymy, a potem obciążenie usuniemy, to pozostanie ugięcie stałe, a reszta będzie ugięciem sprężystem. To ugięcie stałe, można uważać za miarę dobroci wykonania. Ugięcie sprężyste zaś zależy od ustroju mostu. Chodziłoby może o to, że przy ugięciu mostu powstanie pewien spad toru, ale i temu można zaradzić przez to, że się tor ułoży wypukło, albo też całą belkę wygnie w górę.



3. Nierówna wysokość podpór wywiera bardzo wielki wpływ na belki ciągłe; jeżeli obliczymy wielkość zniżenia podpór dla zmian momentu o 10%, to otrzymamy wedle *Winklera* dla rozpiętości:

	$l = 10,$	$50,$	$100,$	$150 m,$
dla belki 2 przęsł.	4,	20,	48,	$56 \frac{m}{m},$
" " 3 "	5,	29,	63,	83 "

zniżenie podpory. Tego zniżenia uniknąć trudno, gdyż filary się osiadają. Musimy więc przy użyciu belek ciągłych bardzo dobrze fundować filary, które muszą się dobrze osiąść przed zestawieniem belki ciągłej. — Jeżeli mamy filary żelazne, które są sprężyste, to już samo obciążenie skraca filar. Musielibyśmy tę okoliczność w obliczeniu uwzględnić.

4. Trudność obliczenia. Teorya dokładna belek ciągłych jest nadzwyczaj trudna, więc w praktyce używamy zwykle teoryi przybliżonej dla przekroju stałego. Otóż wobec tego, że teorya ta nie jest dokładna, trzeba przyjąć znowu mniejsze natężenie dopuszczalne. Przytem na podporach powstają największe momenty i największe siły poprzeczne, a wskutek tego powstają tam w belce natężenia drugorzędne, które są bardzo wielkie. Dla tych części belki trzeba więc przynajmniej przyjąć natężenie dopuszczalne mniejsze.

5. Wpływ zmiany ciepłoty. Jeżeli pomost jest u dołu umieszczony, to pas dolny jest pomostem zacieniony, a pas górny jest otwarty i wystawiony na działanie słońca. — Otóż trafia się, że przy wielkich upałach pas dolny jest chłodny, a górny silnie ogrzany. Przypuszczają niektórzy, że różnica ta może dojść do 20°C. Ta zmiana ciepłoty wywołuje to, że pas górny więcej się rozszerza, niż pas dolny i belka przybiera kształt przedstawiony na tab. 26. rys. 2. Następuje wskutek tego podwyższenie podpory średniej o  $s$ .

Nazwijmy przedłużenie pasu górnego  $\Delta l$ , to mamy:

$$(l + \Delta l) : l = (r + h) : r,$$

$$\Delta l : l = h : r, \text{ a że } \Delta l = \alpha \cdot \Delta t \cdot l, \text{ więc}$$

$$r = \frac{hl}{\Delta l} = \frac{hl}{\alpha \cdot \Delta t \cdot l} = \frac{h}{\alpha \cdot \Delta t}, \dots \dots 1)$$

gdzie  $\Delta l$  jest wydłużeniem pasu górnego wskutek różnicy ciepłoty o  $\Delta t^{\circ}$  Celsiusza.



Jeżeli mamy belkę dwuprzęsłową (t. 26 r. 3), to w takim razie, jeżeli ugięty pas jest łukiem kołowym,  $s = \frac{l_1^2}{2r}$ . Wiemy, że różnica momentów  $\Delta M = \frac{3 \varepsilon J s}{l_1^2}$  (\*). Jeżeli teraz wstawimy wartość za  $s$ , to otrzymamy:

$$\Delta M = \frac{3 \varepsilon J l_1^2}{l_1^2 2r} = \frac{3 \varepsilon J \alpha \Delta t}{2h} \dots \dots \dots 2)$$

Jeżeli przekrój jednego pasu nazwiemy  $A$ , to moment bezwładności belki jest w przybliżeniu:

$$J = 2A \left(\frac{h}{2}\right)^2 = \frac{Ah^2}{2}, \text{ zaś } A = \frac{M}{h\tau}, \text{ więc } J = A \cdot \frac{h^2}{2} = \frac{Mh}{2\tau}, \text{ zatem:}$$

$$\Delta M = \frac{3 \varepsilon \alpha \Delta t \cdot M h}{2h \cdot 2\tau} = \frac{3}{4} \frac{\varepsilon \alpha \cdot \Delta \cdot t M}{\tau} \dots \dots \dots 3)$$

Wstawmy następujące wartości dla żelaza spawalnego:

$$\tau = 2.000.000 \text{ kg/cm}^2, \quad \alpha = 0.0000118, \quad \varepsilon = 800 \text{ kg/cm}^2,$$

to otrzymamy:

$$\Delta M = \frac{3}{4} \cdot \frac{2.000000 \times 0.0000118 \times \Delta t \cdot M}{800}, \text{ czyli } \Delta M = 0.022 \Delta t M$$

$$\text{albo } \frac{\Delta M}{M} = 0.022 \Delta t$$

Podobnie otrzymamy dla belki 3 przęsłow.:  $\frac{\Delta M}{M} = 0.020 \Delta t$

" " " 4 "  $\frac{\Delta M}{M} = 0.021 \Delta t.$

Zatem zmiana momentu wskutek nierównego ogrzania wynosi dla każdego stopnia C 2.2%, dla 10° zatem już 22%, dla 20° 44%.

6. Największe natężenie. Belki ciągłe obliczamy w ten sposób, że przyjmujemy najniekorzystniejsze obciążenie takie, jakie się w praktyce nigdy nie trafia, albo bardzo rzadko (1 przęsło obciążone, 2-gie nie, 3-cie obciążone, 4-te nie, i t. d.). Przy belce w dwu punktach podpartej obciążamy całą belkę, co w praktyce często się powtarza. Pod tym względem belka ciągła jest w korzystniejszym położeniu.

\*) Por. Teorya mostów II. str. 94 r. 225.



7. Zestawienie mostów przy wielkich rozpiętościach. Zestawienie mostów przy belkach ciągłych jest możliwe na brzegu rzeki, gdyż można je następnie przesunąć w kierunku osi mostu. Zestawiamy więc most na brzegu, a następnie przesuwamy go na filary. Dla szybszego osiągnięcia filaru dodaje się na przodzie dziób  $a$  (t. 26 r. 4). Sposób ten może być bardzo dogodny, bo odpadają rusztowania, które czasem wiele kosztują. Jednak przy wielkich rozpiętościach tego sposobu użyć nie można z powodu, że dla wystającej belki jest moment 4-ry razy większy, niż dla belki w dwu punktach podpartej. Momenty, wywołane ciężarem własnym (bez pomostu) stają się dla  $l > 100 m$  już tak wielkie, że nie można tego sposobu używać. Ciężar własny przy wielkich rozpiętościach staje się większy od ruchomego tak, że ten sposób już przy  $l = 80 m$  staje się niekorzystnym. Z drugiej strony, jeżeli tego sposobu nie stosujemy, to jest niekorzystne po stronie belki ciągłej, gdyż trzeba od razu cały most zestawiać, gdy przeciwnie przy belce w dwu punktach podpartej niema tego potrzeby, a rusztowania po zestawieniu jednego lub dwu przęseł możemy użyć dla dalszych przęseł.

Widzimy, że te wszystkie wady belki ciągłej są tem większe, im rozpiętość jest mniejsza. Więc nie budujemy belek ciągłych dla małych rozpiętości, dopiero dla większych nad  $50 m$ . Dawniej budowano ich bardzo wiele, zwłaszcza we Francyi, obecnie są mało w użyciu, gdyż przeważa dążność budowania belek statycznie wyznaczalnych.

### §. 3. Ilość i wielkość przęseł belki ciągłej.

Chodziłoby jeszcze o najkorzystniejszą ilość przęseł belki ciągłej. — Im więcej jest przęseł, tem większe jest przesunięcie końca belki wskutek zmiany ciepłoty, co nie jest korzystnem.

Co się tyczy ilości materiału, to już przy trzech przęsłach ta ilość jest prawie równa ilości, potrzebnej dla belki cztero-przęsłowej. Dlatego budujemy belki ciągłe, zwykle dwu (t. 8. r. 4) lub trzyprzęsłowe, najwyżej 4 przęsłowe.

Chodzi jeszcze o stosunek długości przęseł. Winkler podaje tablicę stosunków długości belek 3 i 4 przęsłowych, dla których ilość materiału jest najmniejsza.



$l$	3 przęsła	4 przęsła
10	1:1.08:1	1:1.122:1.122:1
50	1:1.111:1	1:1.129:1.129:1
100	1:1.125:1	1:1.136:1.136:1
150	1:1.148:1	1:1.168:1.168:1
więc średnia:	1:1.12:1	1:1.14:1.14:1
w przybliżeniu:	7:8:7	7:8:8:7.

Ściśle tej tabliczki jednak trzymać się nie potrzebujemy, bo nawet przy większem zboczeniu różnica w materiale będzie niewielka.

#### §. 4. Belki ciągłe przegubowe.

Pozostają nam do omówienia belki ciągłe równoległe przegubowe. — Pierwszy użył ich Gerber dyrektor Towarzystwa budowy mostów w Monachium. Belki te mogą być dwojaki:

1. przeguby znajdują się w przęsłach skrajnych (t. 26 r. 5a)
2. przeguby znajdują się w przęśle środkowem (t. 26 r. 5b)

Pominąwszy trudność wykonania przegubów, to belki te posiadają wszystkie korzyści belek ciągłych, a nie posiadają ich wad. Są statystycznie wyznaczalne, zmiana wysokości podpór niema tu wpływu. Zachodzi pytanie, jaki jest najkorzystniejszy stosunek długości przęseł i długości wystających  $a$ . Winkler podaje następującą tabliczkę dla najmniejszej ilości materiału w której  $l$  i  $l_1$  oznaczają rozpiętość przęseł średnich i skrajnych.

Układ I. (rys. 5a):

$l =$	10	50	100	150 m
$l =$	1.12	1.13	1.14	1.15 $l_1$
$a =$	0.18	0.20	0.20	0.22 $l$ .

Objętość materiału w porównaniu z belką w dwu punktach podpartą wynosi: 96 87 78 74%

Układ II. (rys. 5b)

$l =$	1.01	1.04	1.12	1.19 $l_1$
$a =$	0.15	0.17	0.20	0.23 $l$
Materiał:	96	85	80	76%

Oszczędność w porównaniu do belek w dwu punktach podpartych jest więc znaczna, zwłaszcza dla większych rozpiętości. Keck wyznacza w ten sposób najkorzystniejsze  $a$ , aby najw.  $M = -$  najw. ( $-M$ ). Otrzymuje wtedy  $a = 0.207l$ . . . . 4)

Kilka takich mostów zostało wykonanych n. p. w Austrii,



most na Wełtawie pod Červeną\*) (t. 56 r. 4), w Ameryce wiadukt Kentucky kolei połudn. Cincinnati\*\*) (t. 37 r. 1).

### §. 5. Belka trapezowa.

Ma ona kształt przybliżony do kształtu belki Winklera o najmniejszej ilości materiału. Belki tej użyli najpierw inżynierowie Köstlin i Battig w Wiedniu. Przedstawia ona pewną oszczędność w stosunku do belki równoległej, choć nie wielką, bo tylko 7 do 10%, jeżeli belka jest zbieżna, czyli jeżeli  $h_0 = 0$ ; dla belki niezbieżnej zaś zawsze jeszcze 5 do 6%.

Zato wykonanie jest trudniejsze, a i wygląd ich nie bardzo korzystny. Zachodzi teraz pytanie, jakie jest najkorzystniejsze  $a$  (t. 26 r. 6). Winkler oblicza je ze względu na najmniejszą ilość materiału i otrzymuje dla kraty:

$$\left. \begin{array}{l} \text{równoramiennej najkorzystniejsze } a = 0.06 l + 0.6 h_1 \\ \text{jeżeli } h_0 = 0.22 h_1 \text{ do } 0.31 h_1 \\ \text{przedziałowej najkorzystniejsze } a = 0.04 l + 0.1 h_1 \\ \text{jeżeli } h_0 = 0.13 h_1 \text{ do } 0.25 h_1 \end{array} \right\} \dots 5)$$

Dwa takie mosty wykonano na kanale Dunaju w Wiedniu: most Brygity i Zofii (t. 3 r. 2.) W praktyce nie trzymają się bardzo tych wzorów n. p. most w Sobiesławie w Czechach ma kształt przedstawiony na (t. 26 r. 7). Podobny kształt ma most na Dniestrze w Niżniowie. Jeżeli  $h_0$  jest bardzo małe, to trzeba odwrócić kierunki przekątni, jak w rys. 6. t. 26, bo inaczej pręty te będą ciśnione (rys. 8.). W ostatnich czasach zaczęto używać takich belek o pomoście górą (t. 3. rys. 1).

### §. 6. Belka paraboliczna zbieżna.

Przy belkach o pasach zakrzywionych przyjmujemy zwykle wysokość około 25% większą, niż dla belek równoległych. Z teorii belek znamy własności belki parabolicznej zbieżnej\*\*\*), tu porównamy belkę paraboliczną z belką równoległą:

1. Ilość materiału. Co się tyczy materiału, to potrzebujemy go dla belki parabolicznej mniej. Wprawdzie dla pasów trzeba więcej materiału, ale zato mniej dla kraty.

\*) p. Centr. der Bauverwal. 1890. str. 86.

\*\*) p. Zeit. des Ver. deut. Ing. 1891 str. 85.

\*\*\*) Podr. teorii mostów I. wyd. 2. str. 155.



Oszczędność ta materiału wynosi z uwzględnieniem większej wysokości dla:

$l =$	10	30	50	100	150 m
<i>teoretycznie</i>	7	8	10	11	12%

ilości materiału belki zwykłej. — Jednakowoż *w rzeczywistości* wyniesie ona więcej: 26 20 17 17 18%, a to dlatego, że przy belce parabolicznej przekrój pasów jest prawie stały.

W stosunku do belki ciągłej potrzeba materiału:

<i>teoretycznie</i>	98	100	102	112	118%	ilości mate-
<i>w rzeczywistości</i>	73	83	93	102	107%	

Widzimy więc, że oszczędność w stosunku do belki zwykłej jest dosyć znaczna. W stosunku do belki ciągłej uzyskujemy pewną oszczędność tylko do 85 m rozpiętości.

2. R o b o t a jest trudniejsza dla belki o pasach zakrzywionych, a zatem droższa o 4 do 5%, zwłaszcza tyczy się to belek zbieżnych, gdzie znaczną trudność przedstawia zakończenie belek na podporze (t. 56 r. 1). Zestawienie przez przesunięcie wzdłuż osi jest niemożliwe.

3. S t ę ż e n i e. Belki powinny być stężone, ale jeżeli mamy pomost dołem, to na pewnej wysokości nie można dawać żadnych stężeń, bo jeżeli chcemy stężyć belki górą, to muszą one być dla mostów kolejowych ze względu na przekrój wolnego przejazdu najmniej 5 m wysokie. Dla belek wyższych, a zatem dla belek o wielkiej rozpiętości jest więc stężenie łatwe. Przy małej rozpiętości zaś starać się musimy stężyć belki w inny sposób, dajemy np. wysokie poprzecznice. Najgorsze warunki dla stężenia zachodzą przy rozpiętościach 30 do 40 m. Dla takich rozpiętości używamy albo belek parabolicznych o znacznej wysokości, albo też bardzo niskich. Z drugiej strony stężenie poprzeczne jest dla belek parabolicznych zbieżnych zawsze niedostateczne z tego powodu, że na podporach, gdzie zachodzi potrzeba największego stężenia, właśnie stężyć nie można. Jestto wielka wada belek zbieżnych wogóle.

4. P r e s u n i ę c i e przy ugięciu. Jeżeli belka się ugina, to otrzyma kształt wskazany na t. 26. r. 9.; belka musi się więc przesunąć na łożysku. Przesunięcie to jest jednak wogóle małe, wynosi 2 do 11 mm. Gdybyśmy belkę podparli w osi



obojętnej, toby nie było z powodu ugięcia żadnego przesunięcia. Ten wypadek zachodzi przy belce ośłkowatej (t. 26 r. 10.).

5. Ugięcie. Przy mostach parabolicznych ugięcie jest większe i wynosi 39 do 73% więcej, niż przy belce równoległej, jeśli przyjmiemy tę samą wysokość belki parabolicznej. Jeżeli zwiększymy wysokość belki parabolicznej o 25%, to ugięcie będzie większe tylko o 11 do 38%. Większe ugięcie wynikłe z ustroju belki nie jest zresztą szkodliwym.

Porównawszy w ten sposób belki parabolicznie zbieżne, przychodzimy do wniosku, że dla belek jednoprzęsłowych używaćby należało najlepiej belek parabolicznych, zwłaszcza przy większych rozpiętościach, przy belkach więcej przęsłowych byłaby belka paraboliczna do polecenia przy rozpiętościach 30 do 60 m. Ale wskutek złego stężenia i złego umieszczenia poprzecznie w podporach belki parabolicznej zbieżnej prawie zupełnie się nie używa, lecz stosujemy tylko belki niezbieżne.

### §. 7. Belka Paulego i Schwedlera.

Belka Paulego ma przekrój zupełnie stały, co pod względem ustroju przedstawia pewną korzyść. Ale zato ma ona tę wadę, że oba pasy są zakrzywione, więc zwiększają się trudności wykonania, zwłaszcza, że pomost musimy układać pośrodku pasów. Mosty takie były budowane dawniej zwłaszcza w Bawaryi, ale obecnie zupełnie je zarzucono. Największy most wykonano na Renie w Moguncyi ( $l=105.2$  m).

Belka Schwedlera ma pas dolny zawsze prosty. Ilość materiału jest tu trochę mniejsza, niż dla belki parabolicznej, ale oszczędność ta jest mała; wynosi bowiem 4 do 8%. Dobrą stroną tej belki jest ta okoliczność, że wykonanie jest łatwiejsze, zwłaszcza, że wysokość belki na końcu jest nieco większą i kąt  $\alpha$  (t. 26 r. 11.) jest większy. Jednak pod względem estetycznym przedstawia się ona nieładnie tak, że otrzymała przezwisko *Elephantenträger*. Używana jest prawie wyłącznie w Prusiech, (t. 2. r. 2) w Austrii\*) bardzo rzadko (t. 56 r. 6).

Oprócz tego używają belki Schwedlera trochę zmodyfikowanej dla mostów o bardzo wielkich rozpiętościach w Ameryce; n. p. most na Ohio kolei Cincinnati Covington\*\*) (tab. 3 rys. 4).

\*) p. Zeit. d. öst. Ing. u. Arch. Verein 1885.

\*\*) p. Zeit. deut. Ing. 1889 str. 97 i Engineering 1890 II. str. 659.



### §. 8. Belka niezbieżna paraboliczna, eliptyczna i sierpowa.

Belki te mogą być górno lub dolno paraboliczne (t. 26. r. 13. t. 3. r. 6, t. 10 r. 2, t. 21 r. 2). Tego rodzaju mosty są bardzo często używane: mają te same korzyści, co belki paraboliczne, a mianowicie wykazują oszczędność materiału, chociaż nieco mniejszą, niż belki paraboliczne. Co się tyczy wysokości na podporze  $h_0$ , to często względy ustrojowe nam ją wyznaczają n. p. jeżeli równocześnie użytą jest belka równoległa, to  $h_0$  przyjmujemy równe wysokości tejże belki (t. 25 r. 1). Przyjmujemy ją także odpowiednią do wysokości poprzecznic, aby je można było umieścić; czasem chcemy już na podporach umieścić tężniki górą, a tem samem musimy przyjąć  $h_0$  co najmniej równe 5.4 m.

Jako korzyść w stosunku do belki zbieżnej podnieść musimy, że unikamy tu ostrych zakończeń belki i mamy pewną wysokość do przytwierdzenia poprzecznic i tężników poprzecznych.

Ilość materiału zależy od stosunku  $h_0 : h_1$  (wysokości w środku belki).

Dla  $h_0 = 0$ , wynosi oszczędność w stosunku do belki równoległ. około 20%. Dla  $h_0 = h_1$ , (belka równoległa) wynosi oszczędność 0%.

W rzeczywistości mamy oszczędność pośrednią. Przy wiadukcie na Trisaniu kolei Arulańskiej ( $l = 120$  m) osiągnięto oszczędność 16%.

Belka paraboliczna niezbieżna jest obecnie coraz więcej używaną do 60 m rozpiętości. Poza tę rozpiętość belki ciągle przedstawiają większą korzyść. Jako przykłady podajemy tu most kolei Arulańskiej na Innie (t. 56 r. 8) o belce dolno parabolicznej, most na jarze Schana tejże kolei (t. 11. r. 3) o belce górnoparabolicznej i most na Lecku pod Kuilenburgiem (t. 56. r. 7) o największej rozpiętości 150 m.

Zamiast belki parabolicznej użył Gerber przy moście na Dunaju pod Gross-Prüfening (t. 39 r. 9) belki równoległej parabolicznie zakończonej, przyczem uzyskał 6% oszczędności w stosunku do belki równoległej. Belka ta jest jednak nieładną i nie była więcej używaną.

Podobna do tej belki jest belka sierpowa niezbieżna (n. *Halbsichelträger*). Jestto belka, której oba pasy są



w jednym kierunku zakrzywione (t. 25. r. 6), przyczem pomost znajduje się albo między pasami (t. 25. r. 6), albo poniżej pasu dolnego (t. 20 r. 7) most na Süderelbe w Hamburgu\*). Pierwszy rodzaj belek jest na Węgrzech częściej używany, n. p. przy moście na Dunaju w Strygonii (Gran) (t. 7 r. 4).

Korzyści, jakie przedstawia ten rodzaj belki, są następujące:

1. ładny wygląd, 2. filary i przyczółki są trochę niższe, 3. stężenie na filarach jest możliwe, 4. większy przekrój dla przepływu wody i przedmiotów i okrętów płynących pod mostem.

Wadami tej belki są: 1. trochę większy ciężar, 2. nieregularne stężenie poprzeczne, 3. trudniejsza robota, bo ustrój jest zawilszy.

Jeżeli belka wieloboczna nie jest zbieżna, to ta okoliczność, według jakiej linii zmieniamy między  $h_0$  i  $h_1$  wysokość belki, nie wywołuje większej różnicy w ilości materiału. Dlatego używane są też belki a pasie dolnym prostym a górnym eliptycznym n. p. przy moście na Czarnym Dunajcu w Nowym Targu (t. 6 r. 1), albo też o pasie górnym kołowym n. p. przy moście na Wiśle pod Fordonem\*\*) (t. 56 r. 5).

### §. 9. Belki ciągłe wieloboczne zwykłe i wspornikowe.

Jeżeli kształt pasu jest odpowiedni do linii momentów, to otrzymamy dla belki w dwu punktach podpartej belkę paraboliczną. Jeżeli to samo zrobimy dla belki ciągłej, to otrzymamy w krzyżulcach dla obciążenia zupełnego siły wewnętrzne równe zeru, a kształt pasów miałby kształt linii momentów. — Takim mostem miał być most projektowany na Bosforze (t. 4 r. 3) przez inż. Rupperta. Jednak nie wykonano go, bo zachodziła trudność konstrukcyjna przy przecięciu się pasów.

Zato coraz więcej obecnie używają belek tego rodzaju, ale przegubowych. Belki takie nazywamy wspornikowymi (n. *Consolträger*, *Kragträger*, cz. *most konsolowy*, *krákorcovy*). Jednym z charakterystycznych tego rodzaju mostów, jest most na Warcie w Poznaniu\*\*\*), (t. 25 r. 3). Tu na wspornikach są zwykłe łożyska, a na nich spoczywa zwykła belka paraboliczna.

\*) p. Cent. d. Bauverw. 1899 str. 478.

\*\*) p. Stahl u. Eisen 1893 str. 917.

\*\*\*) p. Zeitsch. deut. Ingn. 1891 str. 85. Zeitschr. d. Bauverw. 1879.



Most ten jest ściśle przegubowym. Podobny most znajduje się pod Hassfurtem na Menie (t. 25 r. 2) wedle projektu Gerbera<sup>1)</sup>. W punktach *A* znajdują się przeguby. Tego rodzaju belki mają korzyści belek ciągłych, a nie mają ich stron ujemnych. Trudność ustrojową przedstawiają tylko przeguby. Dlatego dla bardzo wielkich rozpiętości należą one obecnie do najczęściej używanych, dla mniejszych z powodu trudności ustrojowych mniej są do zalecenia; w Ameryce n. p. używają tych belek dopiero dla  $l > 160 m$ .

Największym tego rodzaju istniejącym mostem jest most na zatoce Forth pod Queensferry w Szkocji<sup>2)</sup> (t. 7 r. 1, t. 25 r. 5), zbudowany w latach 1883 do 1890. Most ten składa się z belek wspornikowych o olbrzymiej rozpiętości 521 *m*. Dla lepszego zakotwienia i ustalenia belek na filarach rozszerzono je i podwojono, przezco jednak mimo przegubów nie jest on statycznie wyznaczalny, bo belka spoczywa na 4 łożyskach. Przy moście na Niagarze<sup>3)</sup> (t. 5 r. 4) opuszczono przekątnie na filarze, aby uzyskać belkę statycznie wyznaczalną. Obecnie budują w Kanadzie na rzece św. Wawrzyńca niedaleko Quebecu<sup>4)</sup> most o belkach głównych wspornikowych o rozpiętości jeszcze większej. Największa głębokość rzeki wynosi 55 *m*. Filary są w odstępnie 548 *m*, przęsła skrajne wspornikowe są 152·4 *m* a o belkach zwykłych 64 *m* długie. Wysokość pomostu nad wielką wodą wynosi 45·7 *m*; most jest dwutorowy. Wysokość belek głównych w środku wynosi 36·6 *m*, a na podporach 100·5 *m*. Rozpiętość główna przewyższa rozpiętość mostu na Forth o 27·4 *m*.

Podobny układ przedstawia most nad Indem pod Sukkur<sup>5)</sup> (t. 25 r. 7). Tu belki wspornikowe są zakotwione na brzegu, a na nich spoczywa belka równoległa wisząca.

Największym mostem tego rodzaju na stałym lądzie Europy jest most na Dunaju pod Cernovodą w Rumunii<sup>6)</sup> (t. 25 r. 9) o pięciu przęsłach, zbudowany w r. 1896 przez Salignego.

1) p. Zeitsch. deut. Ing. 1891 str. 85.

2) p. Allg. Bauzeitung 1890.

3) p. Annal. des ponts et chaussées 1891 I t. 7.

4) p. Engineering News 1903 str. 92.

5) p. Engineering 1888 I. str. 229.

6) p. Zeit. d. öster. Ing. u. Arch. Verein 1895 str. 517.



Projektowany most na Hudsonie w New-Yorku<sup>1)</sup> (t. 27. r. 1.), (t. 8 r. 2) będący w budowie, prawdopodobnie nie będzie skończonym z powodu braku pieniędzy. Posiadałby on największą dotychczas rozpiętość 700 m.

Jeden z bliższych nam przykładów przedstawia most Franciszka Józefa na Dunaju w Peszcie<sup>2)</sup> (t. 27 r. 3), podobny do mostu wiszącego.

Budowano także mniejsze tego rodzaju mosty: n. p. most Tolbiac w Paryżu<sup>3)</sup> (t. 1 r. 1) i most kolei zębatej elektrycznej na Gornergrat w Szwajcaryi nad potokiem Findelen<sup>4)</sup> (t. 10 r. 1) w spadzie 12.4%. Początkowo miał to być wiadukt sklepiony i tak też założono filary. Ale z powodu tego, że w tej okolicy murować można tylko przez 4 miesiące, odstąpiono od tego zamiaru.

Na tab. 11. r. 1 widoczny most na Odrze w Studzienicach, przeguby znajdują się w przeszłach skrajnych w B. Rys. 2. przedstawia most na rzece Czerwonej kolei Hanoi — granica chińska. Na tab. 5. i 9. widzimy też kilka nowszych mostów wspornikowych.

Jednym z największych tego rodzaju mostów byłby most nad kanałem LaManche<sup>5)</sup>, gdyby go zbudowano wedle projektu Schneidra i Hersenta (t. 26 r. 15 i t. 8 r. 3).

Jeżeli długość przeszła wiszącego zmniejszy się do zera, to otrzymamy belkę wspornikową z jednym przegubem, która jest statycznie niewyznaczalną. Takie belki ma kładka Bry sur Marne (t. 9 r. 3) i wiadukt Vaur we Francji (t. 7 r. 3); stanowią one przejście do belek łukowych.

Przy mostach wspornikowych mogą powstać oddziaływania ujemne na podporach skrajnych. W takim wypadku końce belek muszą być zakotwione (most na Forth). Aby uniknąć zakotwienia, a przynajmniej, aby mniejsza siła działała na kotwy, można także przeszło skrajne sztucznie obciążyć. Najłatwiej zrobić to odpowiednio ciężkim pomostem, sklepieniem betonowem, lub

<sup>1)</sup> por. Genie Civil t. 25. str. 194.

<sup>2)</sup> por. Zeit. der öster. Ing. u. Arch. Verei. 1898 str. 193.

<sup>3)</sup> por. Revue technique 1895 str. 92.

<sup>4)</sup> por. Schw. Bauzeit. 1898 str. 130.

<sup>5)</sup> p. Genie Civil, 1893 str. 163.



zabetonowaniem całego pomostu, podczas gdy w przęśle średnim pomost powinien być ile możności lekki.

Na wielkość i znak oddziaływań wpływa też stosunek rozpiętości, jakoteż i długość ramion wystających. O długości tej mówiliśmy już w paragrafie 4, a to ze względu na ilość materiału. Przy większych mostach, gdzie przeważa ciężar własny powinnyby przeguby znajdować się w pobliżu tych miejsc, gdzie dla belki ciągłej jest moment równy zeru. Możemy jednak od tego odstąpić, zmieniamy wtedy położenie linii momentów. Koechlin\*) bada takie położenie przegubów, któreby sprawiało najmniejszą powierzchnię momentów. Résal oblicza najkorzystniejszą długość ramienia wystającego:

$$a = \frac{l}{4} \left( 1 + \frac{2}{3} \frac{G}{G'} \right), \dots \dots \dots 6)$$

jeżeli  $l = 2a + b$  oznacza średnią rozpiętość,  $G$  ciężar własny wspornika,  $G'$  ciężar własny i ruchomy całej belki wiszącej. Ilość materiału przeto nie wiele się zmienia.

### §. 10. Belki wspornikowe trzypasowe.

Widzieliśmy, że belki wspornikowe mają często kształt wieszarów, jak n. p. most Franciszka Józefa w Peszcie (t. 27. r. 3). W nowszych czasach wykonano parę mostów wspornikowych, w których użyto pasu wiszącego, jak przy mostach wiszących, i zawieszono na nim belkę bądźto równoległą, bądź wieloboczną. W ten sposób uzyskano belkę wspornikową trzypasową, która jest statycznie wyznaczalną, a pod względem estetycznym przedstawia się wcale dobrze. Pierwszy zaprojektował taką belkę Gerber przy konkursie na most na Nekarze w Mannheim w r. 1887. Wykonano most taki na Cisie pod Tokajem\*\*) (t. 56 r. 2), a obecnie buduje się mniejszy trochę most na Salzachu między Oberndorf i Laufen\*\*\*) na granicy między Bawaryą a Austryą (t. 36 r. 1.). Belki przegubowe trzypasowe mają rozpiętości 49·83, 78·288 i 39·144 m. Wobec tych stosunków okazała się potrzeba urządzenia ciężarów dodatkowych, a to przez zabetonowanie pomostu w przęsłach skrajnych. Pomimo tego trzeba było belki na przyczółkach zakotwić. Kształt pasu górnego wyznaczono według

\*) Statique graphique, II. wyd.

\*\*) p. Zeit. d. österr. Ing. u. Arch. Ver. 1897 str. 593.

\*\*\*) p. Allg. Bauzeitung 1902 str. 17.



wieloboku sznurowego dla ciężarów węzłowych obciążenia stałego; ciężary te przyjęto wzrastające ku filarom w przybliżeniu według wysokości pasu górnego nad pasem dolnym. Zresztą wpływ kształtu tego pasu na ilość materiału nie jest wielkim, dlatego rozstrzygają tu ostatecznie względy estetyczne.

Obliczenie statyczne wykonano na podstawie linii wpływowych, które najłatwiej można otrzymać wykreśliwszy plany sił dla działania siły  $P=1$  w kilku ważniejszych punktach. Szczegółowo opracowaną teorię tych belek ogłosił Balicki\*).

### §. 11. Belka prosta z wklęsłym pasem dolnym.

Jeszcze jeden kształt belek pozostaje nam do omówienia. Są to belki z dolnym pasem zakrzywionym, a górnym prostym (*Concavlinsträger*) (t. 25. r. 6). Taki kształt belki jest pod względem statycznym niepraktycznym dla belki jednoprzęsłowej, bo tam, gdzie moment jest największy, wysokość jest najmniejsza. Belka taka robi wrażenie belki łukowej i jako belka jednoprzęsłowa może być usprawiedliwiona tylko względami architektonicznymi. Takie mosty n. p. bulwarowy w Zurichu, w Wiedniu kolei państwowej w Praterze\*\*) (t. 39. r. 1).

Co innego przy belkach ciągłych. Tam można już uzasadnić pasy wklęsłe dolne. Gdybyśmy bowiem wykreślili linię momentów, to na podporze jest największy moment i największa wysokość belki (t. 25 r. 10).

Także można tej belki używać dla belek wystających jednoprzęsłowych, zwłaszcza, jeżeli jej końce obciążymy sztucznie celem wywołania momentów. Przykładem tego jest most arc. Stefanii\*\*\*) w Wiedniu (t. 36 r. 12) projektu inż. Lissa. Jestto właściwie belka ciągła, gdyż tu są 4 podpory, nadto części skrajne są obciążone balastem i w punktach  $A$  i  $B$  zakotwione. Most ten zbudowano w tym kształcie ze względów estetycznych. Most ten ma wygląd mostu łukowego, który nie mógł być wykonany z powodu małej strzałki. Części  $AC$  i  $DB$  są ukryte i niewidoczne. Zupełnie ten sam układ przedstawia most Weidendammer w Berlinie (t. 56. r. 33), tylko, że tu przęsła skrajne są widoczne.

\*) p. Czasop. techn. 1903.

\*\*) p. Zeit. d. öst. Ing. u. Arch. Ver. 1871.

\*\*\*) p. Allg. Bauzeit., 1887.



W ostatnich czasach zaczęto też łączyć belki główne z filarami, a zatem powiększać na podporach wysokość belek tak, że tworzą filar. Podajemy tu widok części wiaduktu kolei elektrycznej w Berlinie<sup>1)</sup> (t. 39 r. 2). Belki główne wykonano jako przegubowe. Ustrój ten jest bardzo sztywny, wysokość belek może więc być mała.

### §. 12. Belki wieloboczne w ogólności.

1. Kształt pasów powinien być wieloboczny a nie zakrzywiony, bo inaczej powstają dodatkowe nateżenia zginające w pasie. Z początku robiono pasy zakrzywione. Takim był n. p. pas górny mostu na Tamarze pod Saltasch (t. 21. r. 4.), o przekroju spłaszczonej rury i mostu na Wye pod Chepstow (t. 21. r. 3.). Niepotrzebnie, zapewne ze względów estetycznych(?) widzimy pas taki przy moście na Czarnym Dunajcu w Nowym Targu (t. 6. r. 1.) w pobliżu podpory.

2. Pomost dajemy przy pasie prostym. Z tego powodu dobrze jest, aby jeden z pasów był prostym. Wyjątkowo używa się obu pasów zakrzywionych, a wtedy urządza się zwykle osobny lekki pas połączony ze słupami (t. 4. r. 2., t. 7. r. 2, 4). Co się tyczy położenia pomostu, to staramy się, o ile możliwości, urządzić go u góry, gdyż lepsze jest stężenie poprzeczne. Tylko przy bardzo wielkich rozpiętościach jest umieszczenie pomostu obojętnem, gdyż mamy znaczną wysokość belki do rozporządzenia; szerokość także ze względu na wiatr musi być większą.

### §. 13. Wyginanie belek w górę.

Zwykle wyginamy belki główne nieco w górę (n. *Uiberrhöhung*). Utrudnia to wykonanie, bo zmienia się nieco kształt belki i wszystkie długości. Chodzi bowiem o to, aby most po obciążeniu nie był ugięty w dół, co dla oka wydaje się nieprzyjemnem. Koniecznem to wyginanie nie jest, robi się to więcej ze względów estetycznych. Wyginamy belki w górę o tyle, aby po obciążeniu były o tyle niżej poziomu, o ile przed obciążeniem były wyżej. Na rysunku tego nie widać i uwzględniamy to dopiero w opisanii wymiarów części mostu. Wyznaczamy przesunięcie wszystkich węzłów, względnie skrócenia i wydłużenia wszystkich prętów pod ciężarem całkowitym

<sup>1)</sup> p. Woch. der öff. Baudienst 1901 str. 853.



i połowę ich dodajemy. W Ameryce wyginają belki tak, aby po obciążeniu pomost był poziomy: przyjmują więc zwykle wygięcie równe 0.001 l.

### §. 14. Wysokość belki.

1. Ilość materiału możemy sobie przedstawić w następujący sposób:

Objętość mostu wynosi:

$$V = A \cdot \frac{ql^3}{\tau h} + B \cdot \frac{ql^2}{\tau} + C \cdot \frac{qlh}{\tau} + Dl + Ehl^1) \quad \dots \quad 7)$$

Wyraz pierwszy jest objętością pasów, drugi kraty, trzeci narożników, czwarty pomostu, piąty tężników, zaś  $A, B, C, D, E$ , są współczynnikami, zależnymi od ustroju mostu.

Jeżeli nam idzie o najmniejszą objętość, czyli o najmniejszą ilość materiału, to przyrównawszy pierwszą pochodną do zera, otrzymamy:

$$\frac{dV}{dh} = 0 = -\frac{Aql^3}{\tau h^2} + \frac{Cql^2}{\tau} + El.$$

Z tego znajdziemy

$$h = \sqrt{\frac{\frac{Aql^3}{\tau}}{\frac{Cql}{\tau} + El}} \quad \text{albo} \quad \frac{h}{l} = \sqrt{\frac{Aq}{Cq + E\tau}}, \quad \text{zatem:}$$

$$\frac{h}{l} = \sqrt{\frac{A}{C + \frac{E\tau}{q}}} \quad \dots \quad 8)$$

Ponieważ  $E$  jest małe, więc prawie nie wywiera wpływu na wysokość belki, ale zawsze im większe  $q$ , tem większe  $\frac{h}{l}$ , a więc dla mostów ciężkich i silnie obciążonych  $\frac{h}{l}$  ma być większe. Przy belkach wielobocznych narożniki są albo bardzo małe, albo ich wcale niema, więc wyraz  $C$  odpada, albo się zmniejsza, zatem  $\frac{h}{l}$  staje się większe, czyli dla belek wielobocznych wysokość się zwiększa. Współczynniki  $A, C$  i  $E$  dałyby się dla rozmaitych ustrojów wyznaczyć. Nie robimy tego, bo wysokość, obliczona wedle 8), okazuje się zwykle za wielką ze względów, o których teraz mówić będziemy.

1) p. Podr. Teoryi mostów I. wyd. 2. str. 117.



2. Trudność wykonania i stałość. Łatwo zrozumieć, że im wyższa belka, tem trudniejsze wykonanie, nadto tem bardziej wzrasta wpływ wyboczenia. Także parcie wiatru jest tem większe, im wyższą jest belka, zachodzi więc potrzeba silniejszego stężenia.

3. Względny terenu. Wysokość belki może być także zależną od terenu n. p. przy pomocy górą, jeżeli ze względu na wielką wodę lub drogę rozporządzalna wysokość jest małą.

4. Belka ciągła. Przy belce ciągłej dwuprzęsłowej, wskutek zmiany wysokości podpory o  $s$ , zmienia się wedle §. 2. moment o:

$$\Delta M = -\frac{3\varepsilon J s}{l^2}, \text{ więc zmiana natężenia w pasie będzie:}$$

$$\Delta \tau = \frac{\Delta M e}{J} = \frac{\Delta M h}{2J}. \text{ Wstawmy wartość za } \Delta M, \text{ a otrzymamy}$$

bez względu na znak:

$$\Delta \tau = \frac{3}{2} \frac{\varepsilon h s}{l^2} \dots \dots \dots 9$$

A zatem zmiana natężenia  $\tau$  wskutek zmiany wysokości podpór jest w stosunku prostym do wysokości  $h$ . Zatem dla belek ciągłych zwłaszcza mniejszych rozpiętości potrzeba  $h$  zmniejszyć.

To są rozmaite względy, które wpływają na wybór wysokości belki. Teraz obaczmy, jaką zwykłą wysokość przyjmujemy w praktyce.

Dawniej przyjmowano  $h = 0.1l$ , lepiej jednak przyjmować większe  $h$ . Moglibyśmy n. p. przyjmować  $h$ , wedle wzoru:

$$\text{dla belek równoległych: } h = 0.11l + 0.25 \dots \dots \dots 10)$$

$$\text{" " wielobocznych: } h = 0.14l + 0.30 \dots \dots \dots 11)$$

Obecnie jest dążność do przyjmowania większych wysokości i tak Heinzerling i Velflik polecają dla belek wielobocznych: w środku belki  $h = \frac{1}{7}$  do  $\frac{1}{6}l$ . W Ameryce przyjmują nawet dla belek równoległych  $h = \frac{1}{6}l$ , zwłaszcza dla mniejszych rozpiętości. W addel idzie jeszcze dalej i przyjmuje dla belek równoległych dla  $l = 25 \text{ m}$   $h = \frac{1}{5}l$ , dla  $55 \text{ m}$   $h = \frac{1}{6}l$ , dla  $91 \text{ m}$   $h = \frac{1}{7}l$

Przy mostach stalowych jest natężenie dopuszczalne większe, a stąd i ugięcia są większe; więc, jeżeli chcemy, aby ugięcia były małe, musimy przyjąć większą wysokość belki o 15 do 20%.



Ważnym jest wzgląd na tężniki górne; zwłaszcza przy mostach kolejowych musi wysokość wynosić co najmniej 5·5 m., aby można most górą stężyć. Dla rozpiętości poniżej 25 m. przyjmujemy wysokość mniejszą n. p. 2·5 m. i wtedy możemy się obejść bez tężników. Najgorzej jest przy rozpiętościach 30 do 40 m, gdyż belki są za niskie, aby można było tężniki umieścić, a za wysokie, aby tężniki opuścić. Wtedy dajemy z konieczności  $h = 5·5$  m lub robimy belki bardzo niskie. Przy szerokich mostach drogowych nad dworcami, gdy zachodzi potrzeba użycia wielu belek głównych a pomostu górą, często niema na to dostatecznej wysokości. Zastosowują wtedy belki ciągłe na słupach żelaznych stale z belkami połączonych. Na podporach przekrój jest wtedy większy, a momenty dodatnie w środku przeszła mniejsze. Sposób ten budowy jest tylko przy bardzo dobrym gruncie do polecenia, gdy możemy być pewni, że podpory się nie zniżą. Most taki wykonano n. p. w Nancy o 7 przeszłach po 17·5 m. Wysokość belek wynosi 60 cm, więc  $\frac{h}{l} = \frac{1}{29}$ <sup>1)</sup>.

### §. 15. Używanie stali do budowy mostów.

Pierwszy użył stali *Mitis* przy budowie kładki łańcuchowej Karola na kanale Dunaju w Wiedniu (1828), potem *Adelsköld* w 1866 dla mostu na Göta-Elf pod Trollhötten z stali pudlowanej. Stali lanej użyto najprzód w Holandyi w 1862 dla mostów drogowych w Bunde, Elslöv i Bergen op Zoom, dalej przy budowie mostów w Ameryce, n. p. przy moście w St. Louis na Missisipi 1868—1874. W Holandyi w latach 1870 do 1878 robiono ze stali poprzecznice i podłużnice. Most na zatoce Forth, zbudowany w latach 1883 do 1890 w Anglii, jest ze stali *Martina*, podobnie we Francyi most łukowy w Rouen, zbudowany w r. 1885. Do r. 1890 mało jednak w ogóle używano stali.

Wytrzymałość stali zależy od jej twardości, ale im stal jest twardszą, tem jest kruchszą, tak dalece, że pierwsze mosty na kolejach państwowych w Holandyi okazały się z tego powodu niepraktyczne; więc zrażono się do stali i długi czas wcale jej nie używano. We Francyi używają stali bardzo miękkiej (n. *weicher Stahl* fr. *acier doux* a. *low steel, mild steel*) o wytrzyma-

<sup>1)</sup> Porów. Sprawozdanie z wystawy paryskiej Bernharda w Zeits. d. Verein deut. Ing. 1901 str. 700.



łości 4.200 do 4.500  $kg/cm^2$ . Dla większych rozpiętości używają stali o wytrzymałości większej, mianowicie 5.500  $kg/cm^2$ , aby zmniejszyć przekrój. Przy moście na Forth użyto dla ciśnionych prętów stali o wytrzymałości  $\mu = 5.700 kg/cm^2$ , przyczem  $\lambda = 17\%$ , dla ciągnionych było  $\mu = 4.700 kg/cm^2$ ,  $\lambda = 20\%$ , zaś  $\tau = 1.180 kg/cm^2$ ; nity wykonano ze stali miękkiej o  $\mu = 4.100$ . Rozumie się, że im dalej idziemy z nateżeniami, tem most będzie lżejszy; więc dla wielkich mostów użycie stali jest wskazaniem ze względu na zmniejszenie ciężaru własnego, przy wielkich mostach przewyższającego ciężar ruchomy. Na kongresie w Paryżu w 1890 r. postanowiono używać stali o wytrzymałości 4.500  $kg/cm^2$  a nateżeniu dopuszczalnym o 40% wyższym, niż dla żelaza.

Przy użyciu stali musimy uwzględnić:

1. Oszczędność materiału; jest ona bardzo wielka dla wielkich rozpiętości. Koszt takich mostów jest znacznie mniejszy, mimo tego, że stal jest droższa od żelaza. W Austrii każe dotychczas rozporządzenie ministeryalne przyjmować takie sam nateżenie dopuszczalne dla żelaza zlewnego lub stali bardzo miękkiej, jak dla żelaza. W tych warunkach nie opłaca się więc budować mostów stalowych. W Prusiech rozporządzenie przyjmuje nateżenie dopuszczalne dla belek głównych dla żelaza zlewnego 800 do 1.050, dla spawalnego 10% mniej.

2. Cena stali jest większa, od ceny żelaza, ale różnica coraz bardziej się zmniejsza. Przy budowie mostu w Pittsburgu nad Monongehala ( $l = 109.7 m.$ ) zaoszczędzono pomimo wyższej ceny jednostkowej przez użycie stali 112.000 fr. W Austrii przy kolei lokalnej Ebersdorf budowano stalowe mosty blaszane i zaoszczędzono 3.5%.

3. Kruchosć. Stal, zwłaszcza twarda, jest bardzo kruchą i nie znosi żadnego obrabiania na zimno, bo wskutek tego cierpi bardzo wytrzymałość. Czują ona jest nadzwyczaj na błędy w materiałach i małe uszkodzenia. Przy użyciu stali bardzo miękkiej (do  $\mu = 4.500 kg/cm^2$ ), można ją obrabiać prawie tak samo, jak żelazo spawalne, tylko dziury na nity należy koniecznie wiercić. Nity przy mostach stalowych robi się albo z żelaza albo z bardzo miękkiej stali.

W Austrii używają prawie wyłącznie stali Martina, w Niemczech jednakże stal Thomasa jest także często używaną. Przy budowie mostów na Wiśle pod Tczewem, Fordonem i Marien-



burgiem w latach 1884 do 1893 doświadczenia zrobione co do stali Thomasa przyczyniły się do rozszerzenia się tego materiału w Niemczech.

## II. Rodzaje belek ze względu na kratę.

### §. 16. Odstęp krzyżulców i nachylenie.

Siła, działająca w krzyżulcu, jest  $D = \frac{1}{n} Y$  siecz  $\alpha^1$ ), gdzie  $n$  jest liczbą podziału Siła poprzeczna  $Q$ , a w belkach niezbieżnych zazwyczaj  $Y$ , zmniejsza się od podpór do środka belki. Przyjmując  $n$  i  $\alpha$  stałe, widzimy, gdy  $Q$  zmniejsza się, to zmniejsza się  $D$  i przekrój  $A$ . Ten ustrój jest powszechnie używany. Możemy jednak przyjąć stały przekrój i stałe nachylenie, a w takim razie zmienia się liczba podziału. Ale ponieważ krzyżulce w tym wypadku nie przecinają się w węzłach (t. 27. r. 2a), więc ten ustrój zarzucono. Możemy także przyjąć  $A$  stałe i  $n$  stałe, a  $\alpha$  zmienne; takie mosty dawniej budowano, ale dziś już je zarzucono. Obecnie używany jest tylko ten pierwszy ustrój, gdzie  $\alpha$  i  $n$  są stałe. Przy belkach zbieżnych, gdy wysokość ich jest przy podporach mała, ostatni przedział dzieli się na dwa, albo na więcej przedziałów, aby nachylenie prętów nie było tam zbyt małe (rys. 2b i 2c).

### §. 17. Gęstość kraty.

Dla belki równoległej objętość kraty  $V_2 = C \int_A^Q \left( \frac{Q_0}{\tau_0} + \frac{Q_1}{\tau_1} + \frac{Q_2}{\tau_2} \right) dx$ .<sup>2)</sup>

We wzorze  $n$ , liczba podziału wcale nie przychodzi; zatem teoretyczna ilość materiału kraty nie zależy od ilości podziału  $n$ . Ale w praktyce rzecz się ma przeciwnie, bo im więcej przedziałów, tem przekroje są mniejsze i na wyboczenie musimy więcej materiału dodawać, bo  $\frac{l}{\alpha}$  jest większe. Oprócz tego tracimy więcej materiału na połączenia, a wreszcie mogą wypaść przekroje tak małe, że z konieczności musimy przyjąć większe, niż teoretycznie potrzeba. Ostatecznie więc ilość materiału będzie tem wię-

<sup>1)</sup> Por. Podr. Teor. Most. I. wyd II. str. 120 r. 181.

<sup>2)</sup> " " " " " " " " " 114 r. 150.



ksza, im większe  $n$ . Więc w ogóle korzystniejsza jest krata rzadka od gęstej.

Z drugiej strony jednak przy kracie rzadkiej odstęp między węzłami są znaczne, a ponieważ w węzłach dajemy poprzecznicę, muszą być podłużnice silniejsze. Istnieje więc pewna granica dla odstępów węzłów, której z tego powodu rzadko przekraczamy. Wynosi ona zwykle dla mostów drogowych 2 do 3 m, dla kolejowych 4 do 5 m, wyjątkowo 6 do 7 m.

### §. 18. Nachylenie krzyżulców.

Poznaliśmy już w teorii mostów<sup>1)</sup>, że dla belek równoległych o kracie równoramiennej najmniejsza ilość materiału jest potrzebna dla krzyżulców, jeżeli  $\alpha = 45^\circ$ . Jeżeli  $\alpha$  przyjmujemy  $40^\circ$  lub  $50^\circ$ , to ilość materiału bardzo mało co wzrośnie, mianowicie o 2%. Zatem nie potrzebujemy się ściśle trzymać tego, aby  $\alpha = 45^\circ$ . Dla kraty prostokątnej wynosi najkorzystniejsze  $\alpha = 54^\circ 44' 8''$ , jednak krata ta wymaga teoretycznie 41% materiału więcej, niż krata równoramienna; a dla  $\alpha = 45^\circ$  nawet 50% więcej. Z tego wynikałoby, że nie należy używać kraty prostokątnej.

Inaczej jednak rzecz się ma, jeśli zastanowimy się nad rzeczywistą ilością materiału. Będzie ona większa z powodu blach węzłowych, większego przekroju, który nieraz dajemy dlatego, że nie możemy dobrać przekroju zupełnie odpowiedniego teoretycznemu, z powodu dziur na nity, z powodu zwiększenia przekroju ze względu na wyboczenie. Musimy więc pomnożyć ilość dla krzyżulców ciągnionych współczynnikiem ustrojowym od 1.1 do 1.4, ciśnionych ze względu na wyboczenie 1.5 do 4.

Ponieważ krzyżulce ciśnione i ciągnione mają inne współczynniki ustrojowe  $\gamma$  i  $\delta$ , więc możemy korzystać ze wzorów podanych w Pod. Teorii Mostów I. (wyd. 2 str. 115) dla kraty z różnego materiału, z których wynika, że dla najmniejszości krzyżulce muszą stać na sobie prostopadle, a krzyżulec ciśniony powinien być stromszy i to tem stromszy, im większe  $\frac{\gamma}{\delta}$ .

<sup>1)</sup> Por. Podr. Teor. Most. I wyd. II. str. 113.



Haeseler otrzymuje dla kraty ukośnej

dla $\frac{\gamma}{\delta} =$	1	1.5	2	3	4
$\alpha =$	$45^0$	$39^0 14'$	$35^0 16'$	$30^0$	$26^0 34'$
$\beta =$	$90 - \alpha$				

Jeżelibyśmy, pomijając inne przyczyny zwiększenia przekroju, które są takie same przy krzyżulcach ciśnionych i ciągnionych, chcieli wyznaczyć wpływ wyboczenia, to otrzymalibyśmy analogicznie do wywodów, podanych w Podręczniku Teorii Mostów I. (wyd. 2. str. 112), jeżeli krzyżulce spadające na prawo nachylone są pod kątem  $\alpha$ , na lewo  $\beta$  i jeżeli wysokość belki  $h$ , odstęp węzłów  $a$ , rzut poziomy zastrzału  $z_1$  dla kraty pojedynczej ilość materiału kraty na  $m$   $b$

$$v_2 = \left( \frac{Q_0}{\tau_0} + \frac{Q_1}{\tau_1} + \frac{Q_2}{\tau_2} \right) \frac{\text{siecz } \alpha + \text{siecz } \beta \left( 1 + \alpha \frac{h^2 \text{ siecz } \beta}{a^2} \right)}{\text{st } \alpha + \text{st } \beta}, \quad . \quad 12)$$

przyczem  $\alpha$  oznacza współczynnik wyboczenia we wzorze Raukina

$$\text{Ponieważ siecz } \alpha^2 = \frac{h^2 + (a_1 - z)^2}{h^2}, \text{ siecz } \beta = \frac{h^2 + z^2}{h^2}$$

$\text{st } \alpha = \frac{a_1 - z}{h}$ ,  $\text{st } \beta = \frac{z}{h}$ , więc po wstawieniu wartości

$$v_2 = \left( \frac{Q_0}{\tau_0} + \frac{Q_1}{\tau_1} + \frac{Q_2}{\tau_2} \right) \frac{h}{a_1} \frac{2h^2 + (a - z)^2 + z^2 + \alpha \frac{(h^2 + z^2)^2}{a^2}}{h_2} \quad . \quad 13)$$

Dla  $\alpha = \beta = 45^0$ ,  $a_1 - z = z = h = \frac{1}{2} a_1$ , więc

$$v_2 = 2 \left( \frac{Q_0}{\tau_0} + \frac{Q_1}{\tau_1} + \frac{Q_2}{\tau_2} \right) \left( 1 + \alpha \left( \frac{h}{a} \right)^2 \right) \dots \dots \dots 14)$$

Dla kraty prostokątnej otrzymamy analogicznie

$$v_2 = \left( \frac{Q_0}{\tau_0} + \frac{Q_1}{\tau_1} + \frac{Q_2}{\tau_2} \right) \frac{h}{a_1} \left( \frac{h^2 + a_1^2}{h^2} + 1 + \alpha \frac{h^2 + a_1^2}{a^2} \right)$$

a dla  $h = a_1$  czyli  $\alpha = 45^0$

$$v_2' = 3 \left( \frac{Q_0}{\tau_0} + \frac{Q_1}{\tau_1} + \frac{Q_2}{\tau_2} \right) \left( 1 + \frac{2}{3} \alpha \left( \frac{h}{a} \right)^2 \right) \dots \dots \dots 15)$$

Jeżeli teraz porównamy objętość kraty dla tej samej wysokości belki  $h$  i zważymy, że dla tego samego odstępów węzłów musi być krata równoboczna podwójna (t. 207 r. 4a, b), zatem ilość materiału ze względów ustrojowych będzie większa, przypuścimy  $\varphi$  razy, że dalej promień bezwładności przekroju  $a$  bę-



dzie znacznie mniejszy, bo siła w zastrzale będzie znacznie mniejsza, to

$$\frac{v_2}{v'_2} = \frac{\left(2 + 2\alpha \left(\frac{h}{a}\right)^2\right) \varphi}{3 + 2\alpha \left(\frac{h}{a'}\right)^2} \dots\dots\dots 16)$$

Z równania tego wynika, że nawet choćby  $\varphi$  było małego większe od jedności, to o tem, czy  $\frac{v_2}{v'_2} \leq 1$ , rozstrzygnie wielkość

$\frac{h}{a}$  i  $\frac{h}{a'}$ . Wspomnieliśmy, że  $a < a'$ , zależy więc jeszcze od  $h$ , dla większych  $h$  może być łatwo  $v_2 > v'_2$ .

Teraz porównać musimy jeszcze oba ustroje pod innymi względami:

1. Utwierdzenie tężników poprzecznych i poprzecznic, które łączą się z słupami, jest przy kracie prostokątnej łatwiejsze. Jeżeli pomost jest górą, to stężenie jest łatwe, a wtedy prędzej użyć można belki o kracie równobocznej; ale jeżeli pomost jest dołem, wtedy słupy są konieczne.

2. Odstęp węzłów. Jeżeli ma być ten sam odstęp węzłów, odpowiedni dla pomostu, to krata równoboczna musi być dwukrotna, a zatem statycznie niewyznaczalna.

Obecnie prawie wyłącznie używana jest krata prostokątna, zwłaszcza dla mostów o pomoście dołem; tylko dla mostów o pomoście górą czasem używają kraty równobocznej.

Przy belkach o pasach zakrzywionych nie może być nachylenie krzyżulców stałe; staramy się tylko, aby przekątnie były nachylone średnio pod kątem  $45^\circ$ . Chcąc to uzyskać, przyjmujemy dla belek niezbieżnych odstęp węzłów

$$a = \frac{h_0 + h_1}{2} \text{ (t. 27. r. 4c) } \dots\dots\dots 17)$$

Winkler poleca przyjmować dla belek zbieżnych parabolicznych

$$a = 0.73 h_1 \dots\dots\dots 18)$$

belki Schwedlera (t. 27. r. 4d)

$$a = 0.8 h_1 \text{ do } 0.95 h_1 \dots\dots\dots 19)$$

### §. 19. Krata gęsta.

Krata gęsta (n. *engmaschiges Netzwerk*, fr. *à mailles serrées*) nie jest korzystna, mimo to używano jej dawniej w za-



stępnym ściągnięciu. Belki kratowe zaczęto najpierw budować z drzewa; następnie na wzór belki Towna, budowano belki kratowe żelazne przy użyciu żelaza płaskiego (t. 27. r. 5), które jednak wymagały usztywnienia za pomocą *zeber* (n. *Steife fr. montant - nervure*), skutkiem tego 70 do 150<sup>o</sup> więcej materiału dla kraty. Dawny most na Wiśle pod Tczewem o rozpiętości 121.1 m. zbudowany był wedle tego ustroju. Był to pierwszy most żelazny kratowy na lądzie stałym. Obecnie ustrój ten zarzucono zupełnie (t. 19. r. 2, 3, 4).

### §. 20. Krata rzadka równoramienna.

Korzystniejszym jest ustrój, gdy krzyżulce ciśnione mają przekrój odpowiedni na wyboczenie a więc z kształtówek, zaś ściągnięta robimy z żelaza płaskiego lub kątówek a kratę rzadką (n. *weitmaschiges Netzwerk*). Obecnie zwykle robimy ściągnięta i zastrzały z kątówek i kształtówek (t. 15. r. 1. 2. 3. t. 19. r. 5). Jeżeli ściągnięta są płaskie, to daje się je wewnątrz, zaś krzyżulce z kształtówek zewnątrz. Jednak w środku belki, gdzie siła poprzeczna zmienia znak, jest pewna trudność, ponieważ oba krzyżulce są tam ciśnione: więc nieraz dlatego na żelazo płaskie nitują kątowniki, albo co lepiej dają oba rzędy krzyżulców z kształtówek, jedno wewnątrz, drugie wewnątrz. Jednak i ta krata jest jeszcze za niekorzystną pod względem ilości materiału, więc używa się jej tylko dla małych rozpiętości.

### §. 21. Krata bardzo rzadka równoramienna.

Dla większych rozpiętości używa się obecnie wyłącznie kraty bardzo rzadkiej. W takim razie muszą być krzyżulce większe o przekrojach zwykle symetrycznych (t. 17. r. 1. i 4.) Zastrzały robi się także jako belki kratowe. Przy bardzo wielkich długościach trzeba uwzględnić moment, powstając w skutek ciężaru własnego krzyżulców. Przy moście pod Černavodą nateżenie w krzyżulcach długich 19.8 m wynosiło wskutek ciężaru własnego 189 kg/cm<sup>2</sup>. Ściągnięta dajemy z żelaza płaskiego w jednym lub dwu rzędach i przeprowadzamy je, albo przez środek zastrzałów albo po obu ich stronach. Liczba przedziałów zależy od wysokości belki i od rozpiętości i wymaga użycia 2 do 4-tnej kraty (t. 17. r. 4. t. 12. r. 1.). Przy bardzo wielkich rozpiętościach nawet 4-krotna krata daje za wielkie odstępy;



w takim razie poprzecznice, umieszczone między węzłami, zawieszamy na punktach przecięcia się krzyżulców (t. 17. r. 1.) albo w węzłach drugiego pasu. Ponieważ belka kratowa, dwu, trzykrotna jest statycznie niewyznaczalna drugiego, trzeciego stopnia, zatem zapomocą zawieszenia drugorzędnego możemy przy tem samym odstępnie poprzecznic uzyskać belkę statycznie wyznaczalną lub przynajmniej zmniejszyć stopień niewyznaczalności, dla tego w ostatnich czasach zawieszenie drugorzędne używane jest coraz częściej, chociaż samo zawieszenie wymaga też materiału.

### §. 22. Krata pojedyncza równoramienna.

Dawniej były używane różne układy, ale je zarzucono. Obecnie używają tylko układu *Warrena*. Pierwszy most zbudowano w r. 1844 (najwięcej w Ameryce, u nas nie wiele n. p. most pod Newark nad Trentem (t. 27. r. 7.)). Przy użyciu zawieszenia drugorzędnego zwiększa się z tego powodu ciężar mostu o 4 do 8%. Układ *Warrena* jest o tyle korzystnym, o ile nie trzeba poprzecznic umieszczać w środku pomiędzy węzłami, a więc dla średnich rozpiętości (t. 1. r. 1. przesła skrajne). Dla wielkich rozpiętości dobry jest ten układ, gdy pomost jest górą (t. 21. r. 2.). Ale i dla małych rozpiętości używają tego układu n. p. most kolei miejskiej nad portem *Humbolda* w Berlinie.<sup>1)</sup> (t. 39. r. 6.).

Największy most tego rodzaju jest most na *Ohio* (czyt. *Ohajo*) pod *Louisville*<sup>2)</sup> w Ameryce o rozpiętości 122 m. (t. 39. r. 3.).

### §. 23. Krata prostokątna.

Używa się jej bardzo często jako kraty rzadkiej, pojedynczej (t. 10. r. 2a., t. 13. r. 2.) lub podwójnej (t. 10. r. 2b., t. 6. r. 1.). Przekątnie robi się albo z żelaza płaskiego (obecnie rzadko), albo tęgie z kątówek. Słupy robi się z kształtówek albo kratowe. My nazywamy tę kratę pojedynczą, podwójną i t. d., w Ameryce zaś zazwyczaj nazywają belki od imienia inżynierów, którzy je w prowadzili w użycie.

<sup>1)</sup> p. *Zeits. für Bauwesen* (1884 t. 6).

<sup>2)</sup> p. *Lavoigne et Pontzen. Les chemins de fer en Amérique*. Paryż 1880.



T. 39. r. 7. i 8. przedstawiają wiadukt Stranowski<sup>1)</sup> i most kolei finskich. Belki te nazywałyby<sup>2)</sup> się w Ameryce Pratta Układ prostokątny podwójny Linvilla widzimy na (t. 39. r. 10.). Jestto most na Ohio kolei Cincinnati Southern<sup>3)</sup>. Układ pojedynczy prostokątny z drugorzędem podparciem nazywa się Petita (t. 39. r. 4. i 5.). Wedle doświadczeń kolei austriackich nie okazała się krata pojedyncza odpowiednią ze względu na wielkie natężenia drugorzędne i obecnie używają w Austrii przeważnie kraty złożonej (t. 11. r. 3., t. 20 r. 1). Tu słupy są bardzo mało natężone tak, że obliczamy kratę, jakby słupów wcale nie było, a więc jako belkę o kracie podwójnej równoramiennej. W Austrii jeden z największych wiaduktów pod Červeną na Wełtawie<sup>4)</sup> (t. 56. r. 7.) ma kratę złożoną z podparciem drugorzędem. Obecnie w Austrii używają zwykle dla mostu do  $l = 35$  m kraty prostokątnej pojedynczej, dla  $l = 35$  do 50 m. i ciężkich drogowych mostów kraty złożonej, dla rozpiętości większych kraty dwukrotnej.

Ponieważ krata dwukrotna jest statycznie niewyznaczalną, więc, aby tego uniknąć, użyto przy moście na Zillu kolei Berno Neuchatel<sup>5)</sup> (t. 60. r. 1.) kraty prostokątnej dwukrotnej, jednak we środku zbiegają się też krzyżulce, jak przy narożnikach.

Przy belce Schwedlera stosowano dotychczas zawsze kratę prostokątną (t. 27. r. 4d).

## §. 24. Podwójne przekątne gibkie.

Gdzie słupy są tęgie, a przekątne pracowałyby na ciągnienie i ciśnienie, dajemy często przekątne podwójne gibkie, a zdarza się to w belce równoległej i belkach niezbieżnych w środku belki (t. 3. r. 6.), w parabolicznej zbieżnej na całej długości belki (t. 21. r. 4.). Można jednak w tym razie użyć także pojedynczych krzyżulców, ale muszą one być tęgie (t. 13. r. 2.).

---

<sup>1)</sup> p. Zeit. d. Österr. Ing. u. Arch. Ver. 1885 t. 9.

<sup>2)</sup> p. Allg. Bauzeit. 1890.

<sup>3)</sup> p. Lavoigne et Pontzen. La chemin de fer en Amerique t. 9.

<sup>4)</sup> p. Zeit. d. Österr. Ing. u. Arch. Vern. 1890.

<sup>5)</sup> p. Schweiz-Bauzeit. 1902 str. 16.



Co się tyczy ilości materiału, to wynosi ona dla kraty		
równobocznej prostokątnej;	pojedynczej	podwójnej
teoretycznie 1	1.53	2.60
praktycznie 1	1.53	2.10

Dla krzyżulców podwójnych potrzeba więc więcej materiału.

Ale przy belce parabolicznej jest w ogóle krata bardzo słaba; jeżeli potrzeba więc nieco więcej materiału, to ta nadwyżka jest w ogóle mała. Przy belce równoległej zaś nadwyżka ta potrzebna jest tylko w kilku przedziałach.

Podwójne przekątne gibkie cechuje prostota ustroju; ale mają one tę wadę, że posiadając mały moment bezwładności przekroju, przy wstrząśnieniach bardzo drgają, co wywołuje rozchełtanie nitów. To też w nowszych czasach nawet podwójne krzyżulce daje się tęgie, aby nie drgały. To jednak nie jest do polecenia, bo przeto staje się belka statycznie niewyznaczalną. Jeżeli przekątne dajemy tęgie, to lepiej dać je pojedyncze. Aby drgania przekątnei usunąć, próbowano je sztucznie nateżać, ale dziś to już zarzucono. Przeciw używaniu podwójnych krzyżulców gibkich występuje też H a b e r k a l t<sup>1)</sup>. Jeśli we fabryce wyznaczmy długości przekątnei gibkich i przynitujemy je według tego do pasów, podpartych na rusztowaniu, to po zdjęciu z rusztowania wszystkie przekątne drugorzędne się wygną, bo w skutek ciężaru własnego belka się ugnie, przekątne główne naciągną, drugorzędne skrócą. Przy obciążeniu zaczynają one działać dopiero po odpowiedniem przedłużeniu, a nim to nastąpi, belka zachowuje się, jakby przekątnei wcale nie było. Powinno się więc zaciągnąć przekątne drugorzędne dopiero po zestawieniu całego mostu i po obciążeniu pomostem. Ale i to nie usuwa jeszcze niedogodności; po próbie obciążenia zwykle występuje pewne ugięcie trwałe, które sprawia znów wygięcie przekątnei. A także i nierówne ogrzanie belki może sprawić ten sam skutek. Dlatego lepiej w ogóle nie używać przekątnei podwójnych gibkich.

Gdy ciężar ruchomy większy jest, niż przy obliczeniu przyjęto, to mogą w przedziałach, gdzie niema przekątnei podwójnych wystąpić ciśnienia, lepiej więc przy wyznaczaniu tych przedziałów, gdzie mamy użyć przekątnei podwójnych, przyjąć ciężar ruchomy dla bezpieczeństwa większy. Rozporządzenie ministeryalne

<sup>1)</sup> p. Oesterr. Monatschrift f. d. öff. Baud. (1900 str 58).



pruskie<sup>1)</sup> każe przy tem obliczeniu przyjmować ciężar ruchomy o 50% większy a przekątnie drugorzędne bez obliczenia przyjmować takie, jakie wypadają z obliczenia przedziału środkowego.

### §. 25. Belka Ridera.

Układy, mające kratę prostokątną złożoną, są dwojakie Ridera i Hove'a. Jeżeli połączenia są przegibne, w takim razie nie można sztucznie nateżać kraty pojedynczej; a jeżeli z powodu niedokładności wykonania niektóre długości są zawielkie lub za małe, mogą niektóre pręty nie działać. Dlatego przy połączeniu przegibnem raczej jest wskazanem sztuczne nateżenie, chociaż wymaga ono więcej materiału. Wielkość nateżenia sztucznego potrzebnego znana jest z teoryi mostów.

Mamy kilka rodzajai belek Ridera:

1. Zwykła belka Ridera, w której wywołuje się sztuczne nateżenia za pomocą śrub w przekątniach. Pas górny i słupy są z żelaza lanego, zaś dolny i ścięgna z żelaza spawalnego.

2. Podobny, ale nieco odmienny układ używany w Ameryce, jest układ Whipple-Murphy (t. 36. r. 10.). Pas górny i słupy są drewniane, zaś ścięgna i pas dolny żelazne.

3. Belka Pratta jest podobna; pas górny i słupy były drewniane (t. 36. r. 11.) zaś ścięgna i pas dolny żelazne przy pierwszym takim moście w r. 1840. Obecnie całą belkę robi się z żelaza.

4. Belka Linvilla ma pas górny i słupy z żelaza lanego narożników wcale niema (t. 36. r. 12.).

5. Belka Posta jest taka sama, tylko słupy ma ukośne, aby zaoszczędzić na ilości materiału (t. 36. r. 13.).

### §. 26. Belka Hove'a.

Przy belce Ridera sztuczne nateżenie jest w krzyżulcach, przy belce Hove'a znowu słupy są sztucznie ciągnione. Ten ustrój może być dla drzewa uzasadniony, jednak został on i dla żelaza mniej szczęśliwie użytym. I tak znamy najprzód układ Jonesa (czyt. Dżonsa) (t. 21. r. 7.), używany dawniej w Ameryce, obecnie zarzucony. Miał on pas górny z żelaza lanego,

<sup>1)</sup> por. Centr. d. Bauverwalt. 1899 str. 359.



pas dolny z żelaza spawalnego, słupy z żelaza okrągłego, zastrzały z żelaza lanego lub z kątówek.

Ważniejszą jest dla nas belka Schiffkorna. (t. 36. r. 14.) Jestto belka zbudowana zupełnie na zasadzie belki Hove'a. Słupy wiszące są ciągnione sztucznie, pas górny i zastrzały są z żelaza lanego, zaś pas dolny i słupy z żelaza spawalnego.

T. 36. r. 14. przedstawia nam kratę pojedynczą. Każdy zastrzał składa się z dwóch odrębnych części, stykających się w środku w róży. Ta belka była używaną tylko w Austrii od roku 1857, w Galicyi w czasie budowy kolei Karola Ludwika i Czerniowieckiej i w Czechach. Aż w roku 1868 zawalił się most w Czerniowcach o rozpiętości 57 m. Późniejsze obliczenia wykazały, że nateżenie w belkach głównych dochodziło tu do  $1.400 \text{ kg/cm}^2$ . Nie obliczano wtedy dokładnie i tak w tych mostach dawano z początku wszędzie krzyżulce o tym samym przekroju. Po tej katastrofie przerabiano te mosty w ten sposób, że skracano rozpiętości przez wstawianie filarów, albo dawano belki o kilku ścianach. Obecnie nie używa się tego układu choćby dla tego, że użycie żelaza lanego do głównych części niosących jest w Austrii zakazanem.

### §. 27. Wartość belek Ridera i Hove'a.

Jeśli porównujemy te belki z belkami o kracie pojedynczej co się tyczy materiału, to wiemy z teoryi, że dla belek o sztucznem nateżeniu trzeba go więcej, niż dla belek zwykłych. Za belką Schiffkorna przemawiało to, że materiał (żelazo lane) był tańszy, ale obecnie użycie żelaza lanego do budowy mostów w Austrii jest wzbronione. Belka ta jest za mało tęga, nadto nie jesteśmy przy użyciu jej nigdy pewni co do nateżeń. Możliwość obliczyć, jakie ciągnięcie trzeba wywołać w każdej śrubie, ale nateżenie to zmierzyć trudno. A ponieważ śruby rozchełtują się po pewnym czasie, więc niepewność co do nateżeń jest jeszcze większa. Ponieważ połączenia są tylko za pomocą śrub, więc potrzeba wielkiego i ciągłego nadzoru. Pas górny składa się tylko z pojedynczych części, więc także jest za mało tęgi; tężników wcale niema. Zato łatwym jest zestawienie mostu i łatwy przewóz; w razie zwałenia się mostu można pojedyncze kawałki pozbierać i most na nowo złożyć.



Ponieważ most taki składa się z wielu kawałków, to jest on bardzo giętki. Tak n. p. most na Serecie pod Hatną, chociaż filar podmyty pochylił się o 0·5 m., nie zawalił się, tylko się odpowiednio wygiął.

### §. 28. Wpływ ciepła na mosty kratowe.

1. Ogrzanie jednostajne. Jeżeli łożyska są nieruchome, to wszystkie części mostu przedłużają się jednakowo, a wskutek tego otrzymujemy nową belkę o trochę większych wymiarach, a jeżeli belka jest statycznie wyznaczalna, to nie powstaje przez to żadne nateżenie. Przy belce o kracie wielokrotnej powstają już małe nateżenia. Steiner obliczał je i otrzymał  $8 \text{ kg/cm}^2$ , co nie jest wiele. Jeżeli zaś belka jest statycznie niewyznaczalną n. p. belka łukowa, to tam zmiana ciepłoty ma wielki wpływ na nateżenia i musimy się z tem liczyć.

2. Nierówne ogrzanie pasów. Przy belkach statycznie wyznaczalnych ogrzanie nic nie szkodzi, belka się tylko wygnie; przy belkach ciągłych powstają nateżenia, które są szkodliwe, a które już omawialiśmy w §. 2.

3. Nierówne ogrzanie krzyżulców. Jeżeli krzyżulce składają się z kilku wstęg, to w razie ogrzania jednej, inne silniej pracują, gdyż muszą się wpierw wydłużyć o tyle, o ile wydłużyła się pierwsza wskutek ciepła. Z tego powodu należy unikać żelaza płaskiego. Nagłe działanie siły wtedy wywołuje wstrząśnienia, szkodliwe zwłaszcza dla połączeń.

4. Nierówne ogrzanie belek wywołuje wygięcie mostu w kierunku poziomym, gdyż jedna belka wydłuża się. Wskutek tego powstają także nateżenia skręcające na łożyskach, jednakowoż ich nie uwzględniamy.

5. Niejednakowy materiał. Każdy materiał ma inny współczynnik rozszerzalności. Otóż jeżeli most składa się z kilku materiałów, to powstają różne nateżenia wewnętrzne. Ponieważ żelazo lane jest w Austrii zabronione, więc można używać tylko żelaza zlewnego, spawalnego i drzewa. Ale ich współczynniki rozszerzalności są tak mało różne, że wpływu z tego powodu nie uwzględniamy.



### III. Ustrój pasów.

#### §. 29. Wytrzymałość pasów.

Pasy pracują na *ciągnienie* lub na *ciśnienie*.

Przekrój łatwo obliczyć z wzoru:

$$A = \frac{S}{\tau}, \dots \dots \dots 20)$$

gdzie  $A$  jest przekrojem użytecznym t. j. po odciągnięciu dziur na nity. Dla pasu ciśnionego jedni odciągali dziury na nity, inni nie, inni znów odciągali połowę dziur. Dziś odciągamy dziury na nity, gdyż one nie wypełniają szczelnie otworu, a nadto wytrzymałość żelaza spawalnego na ciśnienie jest nieco mniejsza, niż na ciągnienie. Haeseler odciąga tylko część dziur i tak

dla 1	2	3—4	5—7	8—10 nitów
odciąga 1	2	2	3	4—5 dziur.

Jednak jeżeli przypuszczamy, że nity nie zupełnie wypełniają dziury, powinniśmy odciągać wszystkie dziury w jednym przekroju. Ponieważ w kątówkach nity poziome i pionowe przedstawiamy, więc można jednej poziomej dziury w przekroju nie liczyć. Jeżeli wchodzi w grę wyboczenie, to musimy obliczać pasy wedle znanych wzorów n. p. wedle wzoru:

$$A = A_0 \zeta^1) \dots \dots \dots 13)$$

gdzie  $A_0 = \frac{P}{\tau}$  jest powierzchnią, obliczoną tylko na ciśnienie, zaś  $\zeta$  współczynnikiem wyboczenia.  $A$  jest przekrojem użytecznym, zaś  $\zeta$  zależy od  $\frac{l}{a}$ , gdy  $a$  oznacza promień bezwładności.

Zachodzi teraz pytanie, jak obliczać  $a$ , czy dla przekroju użytecznego, czy dla pełnego. Otóż obliczamy  $a$  dla przekroju pełnego, a to dla tego, że na wyboczenie nie wpływa tylko jeden przekrój (poprzeczny), ale wszystkie przekroje. Doświadczenia profesora Foeppla wykazały, że wpływ dziur na nity nawet pustych, jest nadzwyczaj mały tak, że go trudno było sprawdzić.

Dla większych wycięć otrzymał Foeppl regułę: dla uwzględnienia wycięć dodaje się do długości wolnej długość wycięcia.

<sup>1)</sup> por. Pódr. Statyki Budowli II. wyd. str. 298.



Przy obliczeniu pasu musimy uwzględnić płaszczyznę wyboczenia, badamy więc, czy pas może się ugiąć w płaszczyźnie pionowej, czy w poziomej. Otóż inaczej jest pas podparty w obu płaszczyznach. Dla wyboczenia w płaszczyźnie pionowej przyjmujemy długość wolną równą odstępowi węzłów  $a$ . Inaczej ma się rzecz z wyboczeniem w płaszczyźnie poziomej. Tu nie możemy uważać węzłów za punkty stałe, chyba tylko wtedy, gdy węzły są dostatecznie stężone tężnikami poprzecznymi. Jeżeli tężniki znajdują się w węzłach, wtedy przyjmujemy długość wolną równą odstępowi węzłów  $a$ . Jeżeli niema tężników, to obliczenie jest bardzo trudne. W nowszych czasach zaczęto tę kwestyę badać, a szczegółowo zajmował się nią głównie prot. Jasiński.

Wytrzymałość pasu na wyboczenie w płaszczyźnie poziomej zależy głównie od tęgości słupów, albowiem im słup jest tęższy, tem mniej może się pas wyboczyć. Należy więc słupy stężyć i wzmacniać ich przekroje. Nadto jeżeli weźmiemy pas jako całość, to widzimy, że siły wewnętrzne wzrastają ku środkowi, (t. 40. r. 9.) czyli, że trzeba tu dla obliczenia pasu na wyboczenie stosować inne wzory, zawierające  $P$ . Wzory te podał Jasiński, jednakże dla praktyki są one zbyt zawile. Wedle tych wzorów można wywnioskować, że nie należy przyjmować całej długości belki, jako długości wolnej, tylko pewną część  $\mu \cdot l$ , gdzie  $\mu$  jest pewnym współczynnikiem, wynoszącym średnio 0.25. Ponieważ zwykle jest przedziałów 8 do 10, więc dla przybliżonego obliczenia wystarczy, jeżeli dla ciśnień większych, a więc w środku belki przyjmujemy długość wolną równą  $2.5 a$ , zaś dla mniejszych na końcach belki równą  $a$ . Z powodu nieuwzględnienia tej okoliczności zawaliło się kilka mostów, jak n. p. most między Rykon i Zell w Szwajcaryi w 1883.

Podamy tu teraz nieco dokładniejsze obliczenie pasów nie-stężonych po części według Haeslera. Przypuśćmy, że mamy most otwarty o rozpiętości  $l$ , a odstęp węzłów niech będzie  $a$ . Przy wyboczeniu pasu górnego muszą się też wygiąć słupy (t. 60. r. 2.). Im silniejsze są słupy, tem słabszy może być pas i odwrotnie. Przypuśćmy że pas wyboczy się falowato i nazwijmy długość fali  $f$  (r. 2c). Przypuśćmy dalej, że mamy belkę równoległą z kratą prostokątną i że opór  $R$ , jaki słup stawia wyboczeniu, jest rozdzielony ciągle na  $AB$  w taki sposób, że jest on pro-



proporcjonalny do rzędnej  $y$  linii ugięcia. Na długości  $dx$  będzie  $dQ = Cy dx$ . A zatem w punktach zwrotnych  $A$  i  $B$  działa siła

$Q = C \int_0^l y dx = \frac{1}{3} Cl$ , jeżeli w przybliżeniu przyjmiemy  $ADB$  jako parabolę.

Siły  $dQ$  wytwarzają moment, sprzeciwiający się wygięciu długości  $AB$ , więc w punkcie  $D$   $M = \frac{1}{2} Ql - C \int_0^l xy dx$ , albo

$$\text{gdy } y = f \left( 1 - \frac{4x^2}{l^2} \right),$$

$$M = \frac{1}{6} Cl^2 - Cf \int_0^l \left( x - \frac{4x^3}{l^2} \right) dx = \frac{10}{96} Cl^2 = \frac{1}{10} Cl^2.$$

Do wygięcia wedle Eulera potrzeba siły

$$\frac{\pi^3 \varepsilon J_1}{l^2} = \frac{10 \varepsilon J_1}{l^2}, \text{ więc siła } P' \text{ musi wywołać ze względu na } D$$

moment 
$$P'f = \frac{10 \varepsilon J_1}{l^2} + \frac{1}{10} Cl^2,$$

zatem

$$P' = \frac{10 \varepsilon J_1}{l^2} + \frac{1}{10} Cl^2 \dots \dots \dots 21)$$

Najmn.  $P'$  będzie, gdy  $\frac{dP'}{dl} = 0 = \frac{1}{5} Cl - \frac{20 \varepsilon J_1}{l^3}$ , zatem

$$l = \sqrt[4]{\frac{100 \varepsilon J_1}{C}} \dots \dots \dots 22)$$

Wstawmy wartość z  $l$  w rów. 21), a otrzymamy

$$P' = 2 \sqrt{C \varepsilon J_1} \dots \dots \dots 23)$$

Rozumie się jednak, że ważnem to jest tylko wtedy, jeśli  $l < l_1$ .

Dla wyznaczenia  $C$  mamy dla słupa  $D$  w środku  $AB$ :

$$\frac{R}{a} = Cf, \text{ więc } C = \frac{R}{af}. \text{ Wygięcie } f \text{ jest, jak wiadomo ze sta-}$$

$$\text{tyki}^1), f = \frac{Rh^3}{3 \varepsilon J_2}, \text{ więc } C = \frac{3 \varepsilon J_2}{ah^3}.$$

Wstawivszy wartość z  $C$  w rów. 22) i 23), otrzymamy

$$l = a \sqrt[4]{33 \cdot 3 \frac{J_1}{J_2} \frac{h^3}{a^3}} \dots \dots \dots 25)$$

<sup>1)</sup> p. Podr. Stat. Budow. II. Wyd. str. 251 rów. 399.



$$P' = \frac{\varepsilon J_1}{a^2} \sqrt{12 \frac{J_2}{J_1} \frac{a^3}{h^3}} \dots \dots \dots 26)$$

Jeżeli nazwiemy  $l_0$  długość wolną, którą przyjąć należy dla obliczenia pasu, to otrzymamy

$$P' = \frac{10 \varepsilon J_1}{l_0^2} = \frac{\varepsilon J_1}{a^2} \sqrt{12 \frac{J_2}{J_1} \frac{a^3}{h^3}}, \text{ a stąd}$$

$$l_0 = a \sqrt{\frac{10}{\sqrt{12 \frac{J_2}{J_1} \frac{a^3}{h^3}}}} \dots \dots \dots 27)$$

Jeżeli pasy górne są połączone rozporem i, ale tężników z powodu niedostatecznej wysokości nie można urządzić (t. 60. r. 3.), to przy wygięciu punkty zwrotne zbliżają się do węzłów (r. 4.), bo inaczej rozpory musiałyby się wygiąć. Ponieważ odstęp pasów w węzłach musi pozostać stałym, więc przy obciążeniu symetrycznym mostu ze względu na oś mostu wygięcia pasów obu belek znoszą się, przy niesymetrycznym przynajmniej zmniejszają się. Widzimy stąd, że stan ten leży pośrodku między tym, w jakim znajdują się pasy mostów otwartych i zamkniętych z tężnikami poziomymi. Możemy więc w przybliżeniu przyjąć długość wolną

$$l' = \frac{1}{2} (a + l_0) \dots \dots \dots 28)$$

Wzory te odnoszą się do belek równoległych, przy wielobocznych należy zamiast  $a$  przyjąć odnośnie długość pasu górnego  $a_1$ , a zamiast  $h$  średnią wysokość obu sąsiednich słupów;

$$h = \frac{h' + h''}{2}.$$

Przykład. Most na Brdzie w Bydgoszczy otwarty ma belki główne Schwedlera,  $l_1 = 36.72 \text{ m}$ ,  $h_1 = 4.7 \text{ m}$ ,  $a = 4.08 \text{ m}$ . Moment bezwładności pasu górnego w środku mostu ze względu na oś pionową wynosi  $J_1 = 9378 \text{ cm}^4$ ,  $J_2 = 7939 \text{ cm}^2$ , zatem  $\frac{J_2}{J_1} = 0.847$ ,  $h = 428.8 \text{ cm}$ ,  $\left(\frac{h}{a}\right)^3 = 1.158$ ,  $\left(\frac{a}{h}\right)^3 = 0.861$ .

A zatem według rów. 27)

$$l_0 = 408 \sqrt{\frac{10}{\sqrt{12 \cdot 0.847 \cdot 0.861}}} = 1.839 \cdot 408 = 750 \text{ cm}.$$

Należałoby teraz obliczyć wedle tej długości wolnej promienie bezwładności i siły  $S$  w pasie, przekrój pasu i moment bezwładności, a gdyby wtedy  $\frac{J_2}{J_1}$  było inne, przeprowadzić raz jeszcze rachunek.



Oprócz tego baczyć musimy także na możliwość wyboczenia części przekroju. Przekrój mianowicie musi być taki, aby się nie tylko jako całość nie wyboczył, ale też aby części jego się nie wyboczyły. Odnosi się to głównie do blachy. Praktyczną wskazówką w tym względzie jest, aby blacha nie wystawała poza kątowniki więcej, niż  $15c$ , gdy  $c$  jest grubością blachy.

Działanie mimośrodkowe. Jeżeli krzyżulce nie przecinają się w osi ciężkości pasu, tylko na boku, to pas wygnie się w kierunku poziomym. Jeżeli jednak dobrze steżymy, to w takim razie nie dopuścimy w węźle do takiego zginania. Przy małych mostach siły te są tak małe, że ich nie uwzględniamy. Przy większych mostach siły te są większe i wywołują nateżenia znaczne drugorzędne. Dlatego lepiej unikać tych nateżeń i łączyć środkowo krzyżulec z pasami.

### §. 30. Zasady ustroju pasów.

1. Użycie bardzo grubych blach i kształtówek nie jest wskazaniem, gdyż mogą być błędy w materyale, które w grubej blasze trudno spostrzec. Blachy używane są w grubościach od 8 do 16  $mm$ , a nawet do 25  $mm$ . Niżej 6  $mm$  nie schodzimy ze względu na rdzewienie.

2. Niekorzystną jest okolicznością, że blachy i kształtówki nie mają tego samego współczynnika sprężystości. Podczas gdy dla kątowników  $\varepsilon = 2,000.000 \text{ kg/cm}^2$ , to dla blach jest tylko  $\varepsilon = 1,700.000 \text{ kg/cm}^2$ . Z tego wynika, że nateżenie nierówno rozdziela się na blachę i na kształtówki tak, że kształtówki będą więcej nateżone, niż blachy, a to w stosunku  $\frac{2.0}{1.7}$ . Zatem byłoby najlepiej, aby przekrój składał się z samych kątowników, ale ze względów ustrojowych jest to zwykle niemożliwem.

3. Dla pasów o przekroju zmiennym musi ustrój być takim, żeby łatwo dozwalał na zmianę przekroju.

4. Nie powinniśmy za wiele części nitować, aby nity nie były za długie. Największa długość nitu jest  $2.4d$  do  $4d$ , przy nitowaniu maszynowem  $4.5d$ , a że największe  $d$  wynosi 26 do 28  $mm$ , więc największa grubość części nitowanych wynosiłaby 70, a wyjątkowo 110  $mm$ , względnie 125  $mm$ .

5. Prostota ustroju tak, aby zeskład łatwo dał się wykonać, jest jego zaletą.



6. Nity powinny być dostępne, aby je można zbadać, a w danym wypadku wymienić.

7. Zbiorników wody należy unikać, t. zn. takich zeskładów, w których woda może się zbierać; zwłaszcza wąskich szczelin trzeba się strzec, gdyż malowanie nie da tam się odnowić. Jeżeli są większe zbiorniki, to mniej one szkodzą, bo łatwiej wysychają. Czasem dla odprowadzenia wody robią dziury, lub powlekają zbiorniki asfaltem, ale to nie jest wystarczającym. Dziury mogą tylko wtedy pomóc, gdy jest dla wody dostateczny spad.

8. Ustrój powinien być takim, aby pas łatwo połączyć można z kratą, poprzecznicami i tężnikami.

### §. 31. Pasy ciągnione.

Najprzód mówić będziemy o takich przekrojach pasów, które mogą być użyte tylko dla pasów ciągnionych. Mamy ich kilka rodzajów:

1. P a s t a ś m o w y (n. *Bandgurt*) (t. 20. r. 4., t. 23. r. 1.) składa się z kilku wstęg, jedna na drugiej położonych poziomo. Jeżeli jest za wiele taśm jedna na drugiej, w takim razie daje się zamiast nitów śruby. Wygląda pas taki źle, bo jest za wąski, ma wiele zetknięć i trudno do niego przytwierdzić krzyżulce. Obecnie nie jest on używanym.

2. P a s t a ś m o w y p i o n o w y (n. *Streifengurt*). Tu są taśmy pionowe (t. 42. r. 4), wskutek tego połączenie z kratą łatwiejsze. Jednak połączenie z poprzecznicami jest zawsze jeszcze trudne. Taki pas ma most kolei północnej na Dunaju. (t. 42. r. 2.) a także przy mostach Schiffkorna były te pasy stosowane.

3. P a s ł a ń c u c h o w y. Składa się z pojedynczych ogniw z żelaza płaskiego, połączonych sworzniami (t. 42. r. 1b). Przekrój pasu zmieniamy, zmieniając ilość ogniw. Bardzo często jest stosowany ten przekrój w Ameryce, czasami w Anglii, u nas wcale nie. Wadą jego jest mała tęgosc poprzeczna, tudzież trudności wykonania ogniw o równej długości. W Ameryce posiadają fabryki specjalne urządzenie do tego celu. Oko wyrabia się w ten sposób, że najpierw ugniata się wstęgę na końcu, a następnie wierci się dziurę. (t. 42. r. 1a).

### §. 32. Pas teowy.

Teraz przychodzimy do przekroi, używanych tak dla pasów ciśnionych, jak i ciągnionych, a zatem mających w kierunku poziomym i pionowym znaczny moment bezwładności.



Pas teowy (n. *der T-förmige Gurt*) składa się z kątówek i nakładek (t. 23. r. 2. 3.), a często także, z blachy stojącej (n. *Stehblech*) (r. 4). W pierwszym razie mogą być jeden, a najwyżej dwa nity użyte dla przytwierdzenia krzyżulców; takiego przekroju używa się więc dla małych rozpiętości, gdzie siły są małe. Aby można umieścić więcej nitów, daje się kątówki nierównoramienne (r. 3). Ale jeżeli tego przekroju użyjemy dla pasu dolnego, wtedy tworzy się zbiornik wody. Dlatego lepiej użyć blachy stojącej, do której dadzą się przytwierdzić krzyżulce.

Używając blachy stojącej wysokiej, dajemy często kątówki nierównoramienne (t. 23. r. 9.).

Nakładki są wykonane czasem nadzwyczaj szerokie n. p. w moście na Dunaju koło Stadlau (t. 23. r. 7.) 90 *cm* szerokie. Nie jest to dobre, bo łatwo może nastąpić wyboczenie i skręcenie pasu. Z drugiej strony pas n. p. mostu na Renie w Kehlu (r. 8), ma nakładki za wąskie, moment bezwładności ze względu na oś pionową jest za mały i mogą też wypaść nity za długie, bo nakładka wąska musi być grubą. Trzeba więc przyjmować coś pośredniego. Winkler poleca przyjmować szerokość nakładek dla mostów dwubelkowych:

$$\left. \begin{array}{l} \text{o jednym torze } b = 150 + 4l \text{ mm} \\ \text{o dwóch torach } b = 150 + 8l \text{ mm} \end{array} \right\} \dots \dots 29)$$

gdzie  $l$  jest rozpiętością w metrach.

Jeżeli nakładki wystają poza kątówki więcej, niż 65 *mm*, to musimy dać jeszcze jeden rząd nitów (t. 23. r. 4.). Szerokość nakładek jest zwykle jednakowa. Wyjątkowo daje się górną nakładkę węższą dla oszczędzenia materiału, gdyż wtedy łatwiej zastosować zmniejszenie przekroju do teoretycznie potrzebnej powierzchni (t. 23. r. 8.).

Blacha stojąca przenosi siły z krzyżulców na pasy, a więc musi być odpowiednio grubą, zwykle najmniej 15 *mm*. Zamiast tak grubej blachy daje się ją też czasem podwójną (r. 8, 9.). Jeżeli potrzebne nity nie zmieszczą się na blasze stojącej, to przedłużamy krzyżulce do kątówek i nitujemy je z kątówkami; w takim razie wygina się odpowiednio krzyżulce, albo też daje się podkładki.

Wysokość blachy stojącej zależna jest od ilości nitów potrzebnych do przytwierdzenia krzyżulców. Dlatego dobrzeby było zaprojektować najpierw połączenia najsilniejszych krzyżul-



ców, a z tego wypadłaby wysokość dlachy. Jednak często wypadłaby ona praktycznie za wielką, więc zwyczajnie przyjmujemy blachę od 150 do 300 *mm*, a nawet do 700 *mm* (t. 23. r. 7.) wysoką. Jeżeliby blacha była bardzo wysoka, w takim razie nie możemy liczyć na to, że cały przekrój jednostajnie pracuje.

Co się tyczy kątówek, to się je przyjmuje według wielkości sił. Możliwością jest przyjąć szerokość kątówek wedle wzoru:

$$b = 60 + 2l \text{ mm} \quad (l \text{ w metrach}) \quad . . . . . 30)$$

Dla wyznaczenia grubości kątówek podaje Winkler dla mostu dwubelkowego następujące wzory. Dla mostu

$$\left. \begin{array}{l} \text{o jednym torze } g = 10 + 0.06l \text{ mm} \\ \text{o dwu torach } g = 10 + 0.08l \text{ mm} \end{array} \right\} (l \text{ w metrach}) \quad . 31)$$

Jeżeli nie możemy uzyskać takiego przekroju, jak nam potrzeba, w takim razie wzmocniamy przekrój teowy.

Pasteowy wzmocniony (n. *verstärkter T-förmiger Gurt*) ma n. p. most na Wezerze w Bremie (t. 22. r. 4.) lub most na kanale Dunaju w Wiedniu (t. 42. r. 8.). Największy przekrój, który uzyskujemy dla pasu teowego, ma najwyżej 530 *cm*<sup>2</sup> powierzchni, a dla wzmocnionego 650 *cm*<sup>2</sup>. Chociaż czasami znajdujemy jeszcze większe przekroje, jak n. p. przy moście na Dunaju w Stadlau 930 *cm*<sup>2</sup> (t. 23. r. 7.).

### §. 33. Przekrój krzyżowy.

Przekrój krzyżowy (n. *kreuzförmiger Querschnitt*) jest często używany dla belek wielobocznych. T. 22. r. 6. przedstawia taki pas dla małych mostów. Korzyścią tego przekroju jest wielka tęgość i ładny wygląd. Zato zmiana przekroju nie jest łatwa. Możemy to zrobić przez opuszczenie nakładek i kątówek, a wreszcie przez zmianę wielkości kątówek. Ale to ostatnie nie jest wygodnem ze względu na trudne połączenie przykładkami nierówno grubych kątówek. Przekroju tego używają też dla większych mostów n. p. dla mostu na Dunaju w Ingolstadt (t. 42. r. 16.). Wadą tego ustroju jest jeszcze to, że malowanie takiego mostu jest trudniejsze z powodu wielkiej powierzchni i wielu zagięć. Pasy tego rodzaju można budować aż do 750 *cm*<sup>2</sup> przekroju, a wzmocnione z nanitowaniami kątówkami do 850 *cm*<sup>2</sup>.



Podobny przekrój pasu, lecz z wystającą blachą stojącą, ma most pod Strygoniem (Granem) na Węgrzech (t. 42. r. 14). Przy mostach wiedeńskich Köstlina i Battiga użyto dla tego przekroju także ćwierćkołówek n. p. przy moście kolei Państwowej na kanale Dunaju (t. 42. r. 15.). Tu dochodzi powierzchnia przekroju do  $1.090 \text{ cm}^2$  przy rozpiętości  $85.3 \text{ cm}$ .

### §. 34. Pas ijowy i piątrowy.

Przekroju ijowego (n. *I-förmiger Querschnitt*), a więc w kształcie belki blaszanej, używają czasami przy wielkich rozpiętościach dla belek wielobocznych zbieżnych n. p. przy moście na Renie w Moguncyi (t. 22. r. 7.) lub na Tamizie w Windsorze. Trudną tu jest zmiana przekroju, nie da się więc on użyć dla belek równoległych, dla których przy podporach byłby za wielki. Dalej trudnem jest połączenie tego pasu z krzyżulcami, nareszcie ma on małą wytrzymałość na wyboczenie w kierunku poziomym, z którego powodu rozszerzono go i wzmocniono przy moście Shannon (r. 8.). Są to wady tak wielkie, że użycie tego ustroju byłoby tylko tam wskazane, gdzie poprzecznice są umieszczone między węzłami, gdzie zatem pas narażony jest na złamanie. Zresztą kształt ten pasu jest nieodpowiednim.

Pas piątrowy (n. *Etagengurt*) widzimy w moście na Łabie w Miśnii (t. 24. r. 1.), ma on trzy żebra poziome. Jeden z największych pasów tego rodzaju o czterech żebrach ma (starszy) most na Wiśle pod Tczewem (r. 2.). Powierzchnia tego przekroju wynosi  $1.275 \text{ cm}^2$ . Przekrój ten wymaga wiele bardzo nitów, a połączenie z krzyżulcami jest utrudnionem.

### §. 35. Pasy teowe podwójne i wielokrotne.

Jeżeli 2 lub kilka pasów o przekroju T umieścimy jeden obok drugiego i połączymy nakładkami, to uzyskamy pas podwójny teowy (n. *Doppel-T-Gurt* fr. *membrure avec sections en ange*) o większym przekroju (t. 24. r. 8.). Tam zaś, gdzie niepotrzeba tak wielkiego przekroju, opuszczamy nakładki i łączymy obie części pasu kratą.

Korzyści tego ustroju są następujące:

1. Można używać szerokich nakładek, a więc uzyskać wielką powierzchnię przekroju.
2. Można używać krzyżulców o przekroju I i wielkim momencie bezwładności.
3. Przekrój ten przed-



stawia większą tęgosc poprzeczną. Dla lepszego połączenia obu części pasu dajemy zwłaszcza w pasach ciśnionych w węzłach, a także między węzłami, przepoń, blachy, prostopadłe do blach stojących (t. 60. r. 6.), przytwierdzone kątownkami. Wadą tego pasu jest nierówne ogrzanie przez słońce, a stąd niejednakowe nateżenia. Jeżeli blachy stojące są za wysokie, to powstają przy wygięciu znaczne nateżenia drugorzędne, dlatego czasem dla osiągnięcia większego przekroju wzmacniamy blachę kątownkami (t. 60. r. 6.). Zresztą ustrój jest taki sam, jak pasu tego samego pojedynczego.

Jako przykład podajemy tu pasy mostu na Dunaju pod Mariaort (t. 41. r. 4.). Tu pas dolny jest inaczej zbudowany, niż pas górny, a to dlatego, aby nie tworzyły się zbiorniki wody. W każdym razie, jeżeli pas nie jest pochyłym, lepszym jest wykonanie osobnych nakładek dla obu części pasu dolnego, ciągnionego, niż wiercenie dziur w pasie jednolitym dla odprowadzenia wody, które nie wiele pomagają. Śnieg zresztą łatwo dziury zatyka, a gdy potem mróz chwyci, to dziury zaczynają funkcyonować po odtajeniu, gdy tymczasem pas się zawilgaca (t. 41. r. 2.). Pas wiaduktu pod Čerweną na Wełtawie<sup>1)</sup> (t. 41. r. 3.) wzmocniony jest jeszcze kątownkami nierównoramiennymi. Pas mostu na Renie w Kolonii (t. 24. r. 3.) cechuje się bardzo szeroką nakładką i wysoką blachą stojącą; podobnie szeroką nakładkę ma most Franciszka Józefa na Dunaju w Peszcie (t. 41. r. 6.). Widzimy tu wzmocnienie także kątownkami blachy stojącej i trzecią parę kątownek u góry. Przekrój całkowity tego pasu wynosi  $2.231 \text{ cm}^2$ ; przekrój użyteczny  $1.894 \text{ cm}^2$ . Pas wielkiego mostu pod Cernavodą na Dunaju przedstawia t. 28. r. 3. pas mostu na Dunaju w Strygonii t. 60 r. 8. Największy pas tego rodzaju ma most na Lecku w Kuilenburgu<sup>2)</sup> o przekroju  $2.500 \text{ cm}^2$  ( $l = 154 \text{ m}$ ). Nakładki są  $1.800 \text{ mm}$  szerokie. Ten rodzaj pasu jest bardzo często używany dla wielkich rozpiętości.

Co się tyczy odstępu blach, to możemy go przyjmować równym w przybliżeniu  $\frac{1}{20}$  wysokości belki.

Wyjątkowo używa się więcej blach stojących; otrzymujemy wtedy pas wielokrotny (n. *mehrfacher T. Gurt*) n. p. pas

<sup>1)</sup> por. Allg. Bauzeit 1892 str. 74.

<sup>2)</sup> por. Deutsche Bauzeit. 1867 str. 316.



mostu na Tamizie w Charing Cross (t. 24. r. 7), który ma dwie belki na cztery tory ( $l = 469 \text{ m}$ ). Przekroje, przedstawione na t. 28. r. 4., bywają często używane w Ameryce.

### §. 36. Pasy w kształcie podwójnej litery U i H.

Pasy w kształcie podwójnej litery U i H są używane prze-  
ważnie dla belek wielobocznych, gdzie przekrój mało się zmienia,  
bo tu zwykle niemożliwa jest zmiana wymiarów poszczególnych  
części. Szczegółowy ustrój takich pasów może być rozmaity:

1. Układ Hermanna polega na użyciu kształtówek U  
n. p. przy dawnym moście w Kleparowie pod Lwowem (t. 24.  
r. 5). Podobny przekrój, złożony jednak z blach i kątówek,  
ma pas mostu na Rench pod Oberkirchen w Bawaryi (t. 41. r. 12.).  
Inne przykłady przedstawiają pas mostu na Dunaju w Sigma-  
ringen (r. 11.) i pas mostu kolei berlińskiej nad portem Hum-  
bolda (t. 43. r. 5.), wreszcie pas mostu na Dunaju pod Rechten-  
stein (t. 43. r. 10.).

2. Układ Schwedlera. Pas Schwedlera ma kształt H.  
Tab. 43. r. 2. przedstawia most na Odrze we Wrocławiu<sup>1</sup>).

Pas mostu na Wezerze pod Corvey widzimy na t. 41.  
r. 14., wiaduktu nad doliną Mölke na Szląsku na t. 43. r. 7.  
Typowy przekrój H widzimy przy moście kolei miejskiej w Ber-  
linie na Sprewii w Bellevue<sup>2</sup>) (t. 43. r. 8.), w którym dla od-  
wodnienia porobiono otwory 40. 10 mm co 370 mm i w moście  
na Łabie w Hamburgu (t. 43. r. 1.).

3. Jeżeli przekrój H dwa razy powtórzymy, otrzymamy  
pas skrzynkowy (n. *Kastengurt*), który widzimy przy moście  
Karoliny na Łabie w Szpandawie<sup>3</sup>) (t. 44. r. 3.). Przekroju skrzyn-  
kowego użyto też dla pasu ciągnionego na zatoce Forth (t. 43.  
r. 13.). Skrzynkowe pasy nawet mniejsze używane są też często  
w Ameryce (t. 43. r. 11b), nawet wielokrotne (r. 11f).

4. Ustrój Paulego przedstawia pas mostu na Izarze  
pod Grosshesselohe (t. 44. r. 8.).

5. Pas Hermanna podwójny widzimy przy moście kolei  
Północnej w Wiedniu na Dunaju (t. 44. r. 7.), złożony z sa-  
mych uwek o przekroju 700 cm<sup>2</sup>.

<sup>1</sup>) por. Zeit. für Bauwes. 1868.

<sup>2</sup>) por. Zeit. „ „ 1884 str. 228.

<sup>3</sup>) por. Zeit. des Arch. u. Ing. Ver. zu Hannover 1879.



### §. 37. Pasy ciśnione.

Pozostają nam jeszcze do omówienia przekroje, używane tylko dla pasów ciśnionych, a więc posiadające bardzo wielki moment bezwładności. Używane są one bardzo rzadko i to tylko prawie w Anglii, bo są trudne do wykonania.

1. P a s s k r z y n k o w y, o którym mówiliśmy w poprzednim paragrafie, a który używa się tylko dla pasów ciśnionych wielkich rozpiętości, dla ciśnionych może być użyty i dla mniejszych. Jako przykład znajdujemy najpierw pas wiaduktu Crumlin w Walii (t. 44. r. 5.), dalej pas mostu kolei Pittsburg Chicago, który ma przekrój używany często w Ameryce (t. 44. r. 1.), złożony z kilku ijówek i blach. Pasy skrzynkowe mogą mieć także przekrój trójkątny n. p. most na Tamizie w Windsorze (r. 4.).

Wszystkie te przekroje pasów są niekorzystne, gdyż trudny jest nadzór i nitów nie można wymieniać. Należy więc ich używać tylko wtedy, gdy przekrój jest dość wielki, aby robotnik mógł wleść do środka.

2. P a s y r u r o w e (n. *Röhrengurt*) używane są właśnie w takich wielkich wymiarach, że robotnik może wleść do środka rury, a zatem dla mostów o bardzo wielkiej rozpiętości. Dwa mosty takie zbudował inżynier Brunel, jeden na Wye pod Chepstow (t. 44, r. 1.), drugi na Tamarze pod Saltash (r. 2.)<sup>1)</sup>.

Przekrój użyteczny pasu pierwszego mostu wynosi:  $1.200\text{ cm}^2$ , drugiego  $1.870\text{ cm}^2$ . Pasy te składają się z blach, tworzących rurę, stężoną pierścieniami.

W nowszych czasach wykonano podobny rurowy pas mostu na zatoce Forth<sup>2)</sup> (t. 44. r. 6.), o przekroju użytecznym  $5.354\text{ cm}^2$ . Przekroju tego używano czasem i dla mniejszych mostów i tak przy moście Tegethofa w Wiedniu (t. 61. r. 1.), a także przy mostach amerykańskich (t. 60. r. 5.).

### §. 38. Pasy z żelaza lanego.

Pasów z żelaza lanego nie używa się teraz w Austrii, bo wedle rozporządzenia ministeryalnego z r. 1887 nie wolno używać tego materiału do części niosących mostu. Dawniej uży-

<sup>1)</sup> p. Allg. Bauzeitung 1857.

<sup>2)</sup> p. „ „ 1877 t. 18.

<sup>3)</sup> p. „ „ 1890.



wano ich często przy mostach Schiffkorna (t. 44. r. 12.). W Anglii i w Ameryce używano ich także często n. p. przy belce Whippla (r. 13.) albo w kształcie rur przy moście układu Warrena na Ohio pod Louisville (r. 14.), gdzie zetknięcie pojedynczych części wykonano zapomocą kryś. Obecnie z powodu kruchości nie używa się już żelaza lanego do pasów.

### §. 39. Wybór kształtu pasu.

Co się tyczy wyboru kształtu pasu, to znając wady i korzyści ustrojów rozmaitych, możemy wnioskować, że dla małych rozpiętości przekrój T jest korzystny. Tam, gdzie przekrój pasu mało się zmienia, więc dla belek wielobocznych, można też z korzyścią użyć pasu krzyżowego. Dla większych rozpiętości używa się bardzo często pasu dwuteowego, a dla belek wielobocznych pasów o małej zmienności przekroju kształtu H, E, U. Pas dolny dajemy zwykle taki sam, jak górny; jednak, jeżeli belki są dobrze stężone, to możnaby użyć też dolnego pasu taśmowego, zresztą mało używanego.

## IV. Ustrój krzyżulców.

### §. 40. Zasady ustroju.

1. Ustrój powinien być jak najprostrzy, aby wykonanie było łatwe.

2. Połączenia krzyżulców z pasami i między sobą powinny być jak najprostsze.

3. Przekrój zastrzałów i słupów powinien być taki, aby moment bezwładności był jak największy ze względu na wyboczenie.

4. Wielkie przekroje składamy z pojedynczych części, co ma tę korzyść, że unikamy błędów materiału, a w każdym razie łatwo je odkryć.

5. Połączenie z pasami może być albo jednostronne, albo symetryczne. W pierwszym wypadku daje się zastrzały po jednej, a ścięgna po drugiej stronie. Wskutek tego powstaje moment, a pas może być skrecony i zgięty. Mimo tego używa się połączenia jednostronnego dla mniejszych rozpiętości. Dla większych rozpiętości połączenia powinny być symetryczne.



### §. 41. Krzyżulce z żelaza okrągłego i płaskiego.

Krzyżulców z żelaza okrągłego (n. *Rundeisen* fr. *fer rond*) i płaskiego, czyli wstęg (n. *Flacheisen* fr. *fer plat a. flatiron*) używa się tylko jako ścięgien i słupów wiszących. Z żelaza okrągłego są one często używane w Ameryce o grubości, dochodzącej do 50 mm; w Europie były używane przy mostach Schiffkorna o średnicy 24 do 46 mm.

Żelaza płaskiego dawniej używano dla wszystkich krzyżulców przy kracie gęstej; dziś używamy go, rozumie się, tylko dla krzyżulców ciągnionych (t. 33. r. 5.), zwłaszcza przy użyciu podwójnych gibkich przekątni. Szerokość wynosi czasami do 750 mm, grubość do 20, a nawet do 30 mm, długość dochodzi 11 metrów. Jeżeli są potrzebne dłuższe krzyżulce, to musimy je spajać.

Bardzo często używa się dwóch wstęg, po obu stronach pasu (t. 45. r. 2.), czasami czterech (t. 38. r. 2. i 8.); jednak, jeżeli używamy wielu wstęg, to mogłyby powstać w nich nierówne nateżenia wskutek niedokładności zestawienia. W kuźniach wyrabia się żelazo płaskie w numerach, których grubość zmienia się co 1 mm, szerokość co 1 cm.

Wadą krzyżulców płaskich jest to, że łatwo drgają, przezco powstają większe nateżenia i niebezpieczeństwo rozchełtania połączeń. Aby to drganie usunąć, używają rozmaitych środków;

1. Łączy się krzyżulce w punktach skrzyżowania, wskutek czego zmniejsza się długość fal drgania (t. 45. r. 1.).

2. Jeżeli ścięgna składają się z kilku wstęg, to łączymy je nitami. Jeżeli między wstęgami jest mały odstęp, to wtedy wstawia się wkładki blaszane 50 do 60 mm szerokie. Jeżeli jednak odstęp jest większy, to w takim razie dajemy rozporoki, to znaczy okrągłe rury, przez które przechodzi nit. (t. 57. r. 1.).

3. W środku długości wkłada się wstawki o nieco większej grubości, niż odstęp ścięgien, przez co się je naciąga (r. 2.). Ale przez to naciągnięcie wywołuje się nateżenie w wstęgach. Winkler oblicza je i dochodzi do wyniku, że grubość wstawki nie powinna być większa, niż

$$c > \frac{l - 60 d}{360} \dots \dots \dots 32)$$



aby nateżenie nie zwiększyło się o 50%, przyczem  $l$  oznacza długość,  $d$  grubość wstęgi.

4. Przy większym jeszcze odstępnie wstęg np. 20 do 30 *cm* łączy się je w niektórych miejscach (zwłaszcza w środku) przeponami kształtu U lub I (rys. 3.).

5. Wyjątkowo może być użyta krata n. p. przy moście na Rench pod Oberkirchen w Badenie (t. 4.).

6. Możemy wywołać małe sztuczne nateżenie, jeżeli się nieco przesunie dziury na nity w krzyżulcu i pasie, jednakowoż to nie jest do polecenia, gdyż nateżenia na ściankę dziury są wtedy za wielkie. Wadą wstęg wielokrotnych jest także i ta okoliczność, że się łatwo rozgrzewają wskutek słońca, oświecone krzyżulce wyginają się więc, a nateżenia rozdzielają się nierówno. Wskutek tych wad w ostatnich czasach zarzucają żelazo płaskie prawie zupełnie i używa się zamiast niego kształtówek.

#### §. 42. Przekroje L, T, U, zoresówki.

Kątówek używamy tylko dla małych rozpiętości (t. 35 r. 8.). Jeżeli przekrój nie wystarcza, to można go powiększyć przez nanitowanie nakładki. Mają one tę dobrą stronę, że łatwym jest połączenie ich z pasami. Wadą tego ustroju jest ta okoliczność, że połączenie nie jest środkowe (t. 57. r. 5.), powstaje więc moment, a kątówka się wygina.

Robiono w tym względzie doświadczenia i przekonano się, że nateżenia w takiej kątówce są tak dalece nierówne, że część przekroju jest czasem nawet ciśnioną. Z tego powodu nie liczy się zwykle całego przekroju jako użyteczny, tylko część wystającą odrzuca się n. p. połowę wystającego zebra kątówki.

Przekrój T może się składać albo z kątówki (t. 57. r. 6. t. 32. r. 2.) albo może z dwóch kątówek i z blachy n. p. przy moście kolei Rudolfa (r. 7.) albo z kątówek i nakładki n. p. przy moście kolei Południowej (r. 8.) wreszcie ze ścianki, kątówki i nakładki n. p. w mostach włoskich (t. 32. z. 1.) Przekrój ten daje także łatwe połączenie z pasami, jest większy od poprzedniego, ale połączenie jest także mimośrodkowe. Co się tyczy kształtówek, to trudno jest ich używać, bo za mało jest numerów, a zatem zmała jest możliwa zmiana przekroju. Kształtówki nadają się więc mniej do tego celu.



Jako przekroju U możnaby także użyć kształtówki U (t. 14. r. 1.), jednak z tego samego powodu małej możliwej zmienności przekroju rzadko się jej używa. A nadto przekrój ten ma bardzo mały moment bezwładności. Przy moście na Dunaju w Cernavodzie (t. 46. r. 2.) składa się ten przekrój z dwu kątówek i wstęgi. Wszystkie te przekroje mogą być użyte dla krzyżulców ciśnionych tylko przy małych siłach wewnętrznych z powodu małego momentu bezwładności. Nareszcie zoresówki mogą tu być użyte (t. 27. r. 8.), ale przekrój jest tu także za mało zmienny. Zaradzić można temu i zwiększyć grubość przekroju przez rozsuniecie walców przy walcowaniu. W ten sposób otrzymuje się grubsze kątówki, ale i to zwykle nie wystarcza tak, że przekroju tego obecnie się nie używa.

### §. 43. Przekrój krzyżowy.

Przekrój krzyżowy (n. *kreuzförmiger Querschnitt*) bywa zwykle używany dla nieco większych rozpiętości. Zaletą tego przekroju jest dobre połączenie z pasami, większa powierzchnia przekroju i znaczniejsza tęgosc we wszystkich kierunkach. Krzyżulce tego ustroju składają się z czterech kątówek, zwykle w pewnym odstepie ułożonych (t. 61. r. 2.), z czterech kątówek i wstęg, jak przy wiadukcie Crumlin (t. 57. r. 11.), z dwu tówek ze wstęgą n. p. przy wiadukcie Taptee (t. 57. r. 10.). Jeżeli krata jest wielokrotna, w takim razie trudnem jest przenikanie krzyżulców. Ażeby to przenikanie ułatwić, używa kolej Północno zachodnia dla krzyżulców środkowych, gdzie to przenikanie następuje, przekroju, przedstawionego na rys. 13. Dla umożliwienia przenikania się z ścięgami daje się odpowiedni odstep, aby ścięgna przepuścić, n. p. przy wiadukcie na Dyi pod Znojmem (r. 14.).

Najmniejszy przekrój krzyżowy może się składać z dwóch kątówek (r. 15.), między którymi daje się pewien odstep i łączy się kątówki w dwóch kierunkach wkładkami.

Gerber używał dwu kątówek także dla większych przekroi, jak tu widzimy przy moście na Lechu pod Kaufering (r. 16.). Na t. 61. r. 3. widzimy szczególniejszy przekrój krzyżowy przy moście na Viege w Szwajcaryi. Przekroje takie dochodzą do  $175\text{ cm}^2$ , mogą więc być używane dla dość znacznych rozpiętości.



#### §. 44. Przekrój rurowy i skrzynkowy.

Przekrój rurowy używanym jest zwłaszcza w Ameryce; u nas w Europie używa go z upodobaniem Köstlin i Battig w Wiedniu n. p. przy moście na kanale Dunaju w Wiedniu (t. 38. r. 1.) składając go z ćwierćkołówek.

W Ameryce przekrój ten jest często używany w rozmaitych kształtach, np. przy moście na Ohio pod Louisville (t. 38. r. 5.). Aby obejść kształty patentowane, zmieniano nieco kształt tak, że każda walcownia miała swoje patentowane przekroje. Przekroje takie mogą być dosyć znaczne i wynosić 200 do 360  $cm^2$ . Przy moście na zatoce Forth użyto dla zastrzałów znacznie większego przekroju, złożonego z blach i kształtówek (t. 38. r. 7.). Kształt ten jest dobry, bo moment bezwładności jest wielki, krzyżulce wyglądają dosyć ładnie, przecięcie z wstęgami jest możliwe. Ale trudno jest mieć tyle numerów kształtówek, ileby potrzeba dla zmiany przekroju.

Podobnym do przekroju rurowego, jest przekrój skrzynkowy, mający także znaczny moment bezwładności, a składający się z kątówek i blach, połączonych kratą. Taki przekrój jest używany dla wielkich rozpiętości np. przy moście na Wołdze pod Twerem (t. 38. r. 11.) lub przy moście na zatoce Forth (t. 43. r. 12.).

#### §. 45. Połączenia podłużne krzyżulców.

Pojedyncze części krzyżulców łączymy nitami. Połączenie to może być dosyć rzadkie; zwykle odstęp nitów, łączących kształtówki wynosi  $10d$  do  $15d$  (t. 12. r. 1.), gdzie  $d$  jest średnicą nitu.

Jeżeli te części, z których składa się krzyżulec, nie przytykają do siebie, tylko są w pewnym odstępnie, to wtedy musimy dawać wkładki (t. 57. r. 15.). Odstęp tych wkładek wynosi zwykle  $20d$  do  $30d$ , szerokość  $3d$ ; jeżeli przekrój jest zbyt wąski, to możnaby rzadziej nitować.

Przy większych odstępach, niż grubość blachy, trzeba dawać już rozporki, rurki żelazne (t. 57. r. 1.), które jednak są mniej dobre.

W Ameryce jest dążność używania kraty pojedynczej i wielkich odstępów węzłowych; w obec tego są krzyżulce bardzo długie i działają w nich bardzo wielkie siły. Chodzi więc



o zwiększenie momentu bezwładności. W tym celu zgrubiają w środku krzyżulce (t. 31, r. 1.) albo je wzmacniają (r. 2.).

U nas rzadziej jest to używanem, ale dla słupów, gdzie niema tężników, robi się nieraz także w ten sposób np. przy moście na Saarze pod Conz<sup>1)</sup> (r. 3.).

### §. 46. Przekrój I.

Przekrój I. używanym jest tylko dla bardzo wielkich rozpiętości, albowiem :

1) przekrój jest wielki, 2) moment bezwładności jest wielki  
3) pasy mogą być szerokie.

Dla małych rozpiętości nie da on się wcale użyć, bo najmniejszy przekrój jest za wielki. Ze względu na przytwierdzenie, do pasu używa się zwykle tego przekroju tam, gdzie przyjęto pas dwuteowy. Można by wprowadzić dla takich krzyżulców używać kształtówki I, ale zachodzi przytem ta trudność, że odstęp blach pasu jest stały, a kształtówki mają rozmaite wysokości. Z tego powodu używa się przekrojów złożonych ze ścianki i z kątówek n. p. przy moście nad dolinie Mölke (t. 31. r. 7.), na Łabie w Jaromierzu (t. 34. r. 4.). Ze względu na wyboczenie lepiej użyć tu kątówek nierównoramiennej (t. 35. r. 2.), lub szerokich nakładek, jak przy moście na Sprewii w parku Bellevue w Berlinie (t. 31. r. 8.). Przy moście na Garonnie pod Bordeaux (r. 9.) dla zwiększenia przekroju dodano jeszcze dwie blachy do ścianki, a przy moście na Serecie pod Paszkanami w Rumunii (r. 10.) dwie kątówki.

Jeżeli przekrój jest mały, to można użyć także przekroju E n. p. przy moście na Ebrze pod Cadrieta (r. 11.). Jeżeli dwa krzyżulce o przekroju I mają się przecinać, to możemy w jednym z nich odwrócić kątówki (r. 15.), aby ułatwić przenikanie. W Ameryce używają przekroi I złożonych z uwek i ijówek, chociaż obecnie już rzadziej.

### §. 47. Krzyżulce kratowe.

Przy większych mostach bardzo często używamy zamiast ścianki krzyżulców o przekroju I kraty, otrzymujemy wtedy

---

<sup>1)</sup> p. Zeits. für Bauwesen 1884.



krzyżulce kratowe, które mają w stosunku do poprzednich następujące korzyści:

1. Dla małej siły można się lepiej z przekrojem zastosować, ponieważ niema tu ścianki, która wiele materiału potrzebuje.

2. Dla tego samego przekroju możemy uzyskać większy moment bezwładności, przez co lepiej materiał rozdzielamy.

3. Kratowe krzyżulce ładniej wyglądają.

Pod względem kraty rozróżniamy dwa ustroje tych krzyżulców, ustrój niemiecki i angielski. W Europie na stałym lądzie używają zwyczajnie ustroju niemieckiego (r. 31. i 2a b) o kracie składającej się z dwu rzędu krzyżulców. Krata może być pojedyncza jak w moście na Lahnie (t. 31. r. 13.) lub podwójna, jak w moście na Renie pod Mannheim (r. 14). Przy kracie pojedynczej przyjmujemy odstęp węzłów  $a = 2h$  (r. 13.), przy podwójnej  $a = h$ . Jeżeli oznaczamy grubość wstęgi przez  $c$ , szerokość przez  $b$ , to możemy przyjąć wedle Winklera;

$$\text{dla kraty pojedynczej } \left\{ \begin{array}{l} b = 0.17 h \\ c = 0.028 h \end{array} \right\} \dots \dots \dots 33)$$

zaś dla

$$\text{podwójnej } \left\{ \begin{array}{l} b = 0.13 h \\ c = 0.020 h \end{array} \right\} \dots \dots \dots 34)$$

Czasem krata składa się z trzech rzędu krzyżulców i to tak krata pojedyncza (t. 35. r. 4.), jak i podwójna (t. 38. r. 10). Pasy krzyżulców kratowych robimy albo z kątówek (r. 46.), albo z żelaza T n. p. przy moście na Lahnie pod Lahnstein (r. 4a i 13). Tówki przedstawiają ustrój prostszy, za to połączenie takich krzyżulców jest trudniejsze. Dla większej tęgłości w kierunku ściany używamy często kątówek nierównoramiennych (t. 30. r. 1.). Kratę przytwierdza się zwykle jednym nittem (r. 13. i 14.). Czasem odwraca się kątowniki n. p. przy moście na Dunaju w Mariaort (t. 30. r. 1.), aby uzyskać większy moment bezwładności dla danego odstępu blach stojących pasu lub lepsze przenikanie się z innymi krzyżulcami, czasem ze względów estetycznych. W Ameryce używają często zastrzałów kratowych z pasami zakrzywionymi np. przy moście Alleghany w Pittsburgu (t. 30. r. 2.). Podobny ustrój widzimy w wiadukcie Vaur (t. 38. r. 3.). Jeżeli przekrój jest za mały, to dodajemy jeszcze nakładki. W ten sposób moment w kierunku po-



przecznym jest większy. T. 31. r. 5. przedstawia krzyżulec kratowy używany dla większych rozpiętości. Na rysunku t. widzimy wzmocniony przekrój krzyżulca kratowego wiaduktu Karaks na Węgrzech. Podobny przekrój mają krzyżulce na Dunaju w Mautern (t. 38. r. 10.). Crasami daje się pojedyncze kątowniki i nakładki, jak przy moście na Jinnie w Passawie (t. 31. r. 6.), ale ustrój taki jest gorszy, bo niesymetryczny; Hermann używa, jak zwykle, zamiast kątowników uwek n. p. przy moście na Dunaju (t. 38. r. 6) kolei Północnej w Wiedniu, przez co zbliża się do przekroju skrzynkowego, o którym w poprzednim paragrafie mówiliśmy, na r. 8. t. 61. widzimy w końcu szczególny przekrój krzyżulca kratowego o przekroju H mostu na Saarze w Saarbrücken<sup>1)</sup>.

Dotychczas omawialiśmy krzyżulce kratowe ustroju niemieckiego. Teraz omówimy ustrój angielski. Krata ustroju angielskiego składa się z dwu wstępów *aa* (t. 30. r. 3.) połączonych dwoma słupkami *b*; oprócz słupków są jeszcze dwie wstępy *cc* i *dd* odpowiednio powyginane. Rozporki są z żelaza kutego i przechodzą przez rury z żelaza lanego.

U nas ustrój ten jest rzadko używany. Takie krzyżulce ma most drogowy na Prucie w Czerniowcach, zbudowany przez fabrykę angielską.

#### §. 48. Ustrój kraty w miejscu zmiany znaku nateżeń.

W belce równoległej na długości wychylenia się przekroju środkowego zmienia się znak nateżeń w kracie, tam też ścięgna nie wystarczają, tylko potrzeba użyć krzyżulców tęgich. Przecięcie się dla kraty wielokrotnej może jednak nastąpić pewne trudności. Dla kraty prostokątnej możemy dać w tym miejscu przekątnie podwójne gibkie, a w takim razie odpadają trudności ich przenikania. Ale w ostatnich czasach zarzucają w ogóle przekątnie gibkie, jak o tem mówiliśmy już w §. 24.

Jeżeli krata jest równoramienna, to zdarza się często że z powodu utwierdzenia lepszego poprzecznie dajemy słupy. W takim razie mogą one przenieść ciśnienie, przekątnie więc mogą być gibkie. Jeżeli zaś słupów niema, to trzeba użyć w tym miejscu krzyżulców tęgich, a w takim razie muszą się one przenikać.

<sup>1)</sup> p. Zeits. deut. Ing. 1888 str. 1121.



Przy przenikaniu się krzyżulców trzymamy się zasady, że zawsze silniejszy krzyżulec przechodzi w całości, słabszy przerywamy, a zetknięcie kryjemy. O ustroju przy przenikaniu będziemy mówić później.

### §. 49. Zastrzały z żelaza lanego.

Zastrzały z żelaza lanego wyszły już z użycia. Przy mostach Schiffkorna miały one kształt przedstawiony na rys. 4. t. 30. Dawniej były w użyciu także przekroje krzyżowe i rurowe.

## V. Obliczenie krzyżulców.

### §. 50. Obliczenie przekroju.

Dla krzyżulców, pracujących na ciągnięcie, obliczamy przekrój użyteczny  $A$ , to znaczy po odciągnięciu dziur na nity z wzoru  $A = \frac{P}{\tau}$ , jeżeli  $P$  oznacza siłę, działającą w krzyżulcu,  $\tau$  nateżenie dopuszczalne. Dla krzyżulców ciśnionych możnaby wprawdzie nie odciągać dziur, lecz z powodów podanych już przy obliczaniu pasów ciśnionych odciągamy i tutaj dziury.

Słupy, niosące poprzecznicę, pracują także ze względu na siły poziome jako części tężników pionowych, a często i ze względu na ugięcie poprzecznic. Wskutek tego powstają nateżenia drugorzędne, o których będziemy później mówić, które należałoby więc uwzględnić przy obliczeniu przekroju. Zwykle jednak obliczamy na razie słupy bez względu na te nateżenia i potem tylko badamy, czy i o ile należy przekrój ich powiększyć.

Nateżenie dopuszczalne przepisane jest w Austrii jednakowe dla wszystkich części belki głównej<sup>1)</sup>. Jednak dla kraty zdarza się często, że nateżenie zmienia znak, wtedy należałoby zniżyć nateżenie dopuszczalne dla krzyżulców według Weyraucha<sup>2)</sup> i przyjmo-

$$\begin{aligned} \text{wać dla mostów kolejowych } \tau &= 700 \left( 1 \pm \frac{1}{2} \frac{\text{najmn. } P}{\text{najw. } P} \right) \\ \text{" " drogowych } \tau &= 750 \left( 1 \pm \frac{1}{2} \frac{\text{najmn. } P}{\text{najw. } P} \right) \end{aligned} \quad \dots \quad 35)$$

<sup>1)</sup> por. Podr. Teor. Most. I 2. wyd. str. 28.

<sup>2)</sup> „ Podr. Statyki Budowli 2. wyd. str. 68.



przyczem we wzorze przyjmujemy znak +, jeżeli najw.  $P$  i najmn.  $P$  mają tam znak, zaś —, jeżeli mają znak przeciwny.

Jeżeli najm.  $P$  jest dość znaczne, może zachodzić pytanie, czy obliczać przekrój na ciągnięcie, czy też na ciśnienie i wyboczenie. W takim razie należy przeprowadzić oba obliczenia, na ciągnięcie dla natężenia dopuszczalnego, zmniejszonego wedle 35) i na ciśnienie dla natężenia dopuszczalnego zmniejszonego ze względu tylko na wyboczenie. Większy wynik obu obliczeń zatrzymujemy.

### §. 51. Natężenia drugorzędne.

Jeżeli połączenie krzyżulców z pasami jest mimośrodkowe, w takim razie trzeba to uwzględnić. Inżynierowie Guillet i Ra but wykonali w szkole paryskiej dróg i mostów doświadczenia<sup>1)</sup> z prętami połączonymi mimośrodkowo. Do tego celu użyli oni dwu typów prętów: jednego z samej kątówki (t. 35. r. 8.), drugiego złożonego z dwu kątówek i wstęgi (r. 9.). W pierwszym wypadku punkt zaczepienia siły znajdował się w środku żebra  $s$ , w drugim w środku wstęgi  $s$ .

Przekonano się, że natężenie w części ciągniętej przekroju jest zawsze większe, niż obliczone z wzoru:  $\nu = \frac{P}{A}$ , czasem nawet większe, niż gdyby reszty przekroju wcale nie było. Nadto okazało się, że gdy siła  $P$  była mała, to w żebrach  $a$  występowało ciśnienie, przy zwiększeniu ciągnącej siły spadało do zera, aż wreszcie przechodziło w ciągnięcie.

Jeżeli tedy liczymy natężenie kątówki przytwierdzonej jednostronnie, wedle wzoru  $\nu = \frac{P}{A}$ , to popełniamy błąd, który wedle tych doświadczeń może dojść do 100, a nawet 200<sup>0</sup>/<sub>0</sub>. Wynikła z tego, że przy połączeniu mimośrodkowym należałoby koniecznie uwzględnić natężenia dodatkowe, wywołane momentem wskutek działania mimośrodkowej siły, a najlepiej unikać zasadniczo połączeń jednostronnych zwłaszcza dla większych sił. Dlatego już przed tymi doświadczeniami nie liczone całego przekroju kątówki, tylko część, n. p. Velflik opuszczał połowę przekroju żebra, a tak samo postępują koleje austriackie.

<sup>1)</sup> por. Genie civil t. 26. str. 43.



W belce oprócz nateżeń drugorzędnych w skutek mimośrodkowych połączeń powstają także nateżenia drugorzędne w skutek stałego (zamiast przegibnego) utwierdzenia prętów. Są one tam największe, gdzie siła poprzeczna i moment są większe. Najniekorzystniej występuje to przy belce ciągłej bo moment i siła są największe na podporze; tam te nateżenia wynoszą nawet do 30%. Jeżeli ich nie obliczamy, to dobrzeby było dla tej części belki przyjąć nateżenie dopuszczalne mniejsze, co najmniej, o 20%.

### §. 52. Wytrzymałość na wyboczenie.

Przy obliczeniu prętów, pracujących na ciśnienie musimy nzwzględnie wyboczenie. Stosujemy tu wzory ze statyki budowli<sup>1)</sup>. Ale w tych wzorach przychodzi stosunek  $\frac{l}{a}$ , gdzie  $l$  oznacza długość wolną,  $a$  promień bezwładności przekroju. Chodzi nam zatem najprzód o to, jaką długość wolną należy przyjąć. Musimy bowiem rozróżnić długość wolną w płaszczyźnie belki i długość wolną w płaszczyźnie prostopadłej do belki.

#### 1. W płaszczyźnie belki.

Jeżeli mamy połączenia przegibne, a krata jest pojedyncza, to  $l = l_1$ , gdy  $l_1$  oznacza długość pręta. Jeżeli połączenie jest nitowane, to właściwie pręt jest utwierdzony, więc należałoby przyjąć, że  $l = 0.78 l_1$ . Jednak najczęściej nie uwzględniamy tego, bo utwierdzenie nie jest zupełnie stałe z powodu ugięcia belki, zatem  $l > 0.78 l_1$ . Przyjmujemy więc zwyczajnie i w takim razie

$$l = l_1 \dots \dots \dots 36)$$

Jeżeli krzyżulec przecina się z innym krzyżulcem, to w takim razie możemy przyjąć, że punkt skrzyżowania jest punktem stałym, a zatem że

$$l = \frac{l_1}{2} \dots \dots \dots 37)$$

Przy kracie wielokrotnej, jeżeli nazwiemy długość jednej części między dwoma punktami przecięcia  $l_2$ , to możemy przyjąć

$$l = l_2 \dots \dots \dots 38)$$

#### 3. W płaszczyźnie prostopadłej do belki.

<sup>1)</sup> por. Podr. Statyki Budowli. 2. wyd. str. 298.



Jeżeli krata jest pojedyncza, to przyjmujemy  $l = l_1$ , ale pod warunkiem, że pas górny jest przytrzymany tężnikami.

Jeżeli zaś pas jest wolny nie przytrzymany tężnikami, w takim razie krzyżulce są tylko jednym końcem utwierdzone (t. 35. r. 7.), a zatem  $l = 2 l_1$  . . . . . 39)

Powyzsze równanie daje właściwie  $l$  za wielkie, a więc obliczenie jest za niekorzystnem, bo pas górny stawia pewien opór wyboczeniu, względnie przesunięcie górnego końca krzyżulca może nastąpić tylko przy równoczesnem wyboczeniu pasu.

Wedle toku myśli Haeselera obliczymy najprzód moment bezwładności potrzebny aby się pas nie wyboczył i otrzymamy z rów. 26)  $J_2 = \frac{P'^2 ah^3}{12 \varepsilon^2 J_1}$ , albo gdy siłą w pasie nazwiemy

$$S \text{ a spólczynnik pewności } n \quad S_2 = \frac{n^2 ah^3 J^2}{12 J \varepsilon^2}.$$

Oprócz tego, jeżeli nazwiemy ciśnienie w krzyżulcu  $D$ , długość  $l_1$ , to dla  $n$  tej pewności  $\Delta J_2 = \frac{n D}{10 \varepsilon} l_1$ , zatem potrzebny moment bezwładności wynosi

$$J'_2 = J_2 + \Delta J_2 = \frac{n^2 ah^3 J^2}{12 J \varepsilon^2} + \frac{n D}{10 \varepsilon} l_1 \quad . . . \quad 40)$$

Rozumie się, że oprócz tego dla krzyżulca kratowego odstęp węzłów musi być taki, aby nie wystąpiło wyboczenie części krzyżulca między węzłami kraty.

Jeżeli krata jest wielokrotną a z danym krzyżulcem krzyżują się inne krzyżulce tęgie lub gibkie, to punktów skrzyżowania nie można uważać za punkta stałe, bo tamte krzyżulce mogą się także wyboczyć. Obliczenie dokładne na wyboczenia jest wtedy dosyć trudne; zastanawiało się nad tą kwestyą wielu inżynierów, jak Engesser<sup>1)</sup>, Jasiński<sup>2)</sup> Mantel<sup>3)</sup>

Jasiński dochodzi do takiego wzoru:

$$\left. \begin{array}{l} l = m l_1 \\ m = \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{J_1}{J} + \frac{Q h^2}{\varepsilon J \pi^2}}} \end{array} \right\} \quad . . . \quad 41)$$

przyczem

<sup>1)</sup> p. Schweiz-Bauzeit. 1895 str. 15.

<sup>2)</sup> p. Ann. des ponts et chaussées 1894 str. 233.

<sup>3)</sup> p. Schweiz-Bauzeit. 1895 str. 88.







## VI. Połączenie pasów z krzyżulcami.

### §. 53. Sposoby połączenia.

Mamy dwa główne sposoby łączenia krzyżulców z pasami:

1. połączenie nitami, 2. połączenie przegibne.

Które z nich jest lepsze, okaże następujące zestawienie zalet i wad obu ustrojów:

1. Jeżeli nazwiemy  $\nu_2$  ciśnienie na ściankę dziury, to  $\nu_2$  ( $d \cdot g = P^1$ ), gdzie  $d$  jest średnicą nitu,  $g$  grubością blachy. Ze względu na ścięcie sworznia mamy  $P = \frac{d^2 \pi}{4} \tau_1$ . Z porównania wynika, że

$$\nu_2 = \frac{d}{g} \cdot \frac{\pi}{4} \tau_1 \quad \dots \dots \dots 45)$$

Widzimy więc,  $\nu_2$  jest proporcjonalne do  $\frac{d}{g}$ . Dla połączenia przegibnego mamy jeden sworznień, dla nitowanego kilka nitów, więc dla tej samej siły  $P$ , średnica sworznia musi być odpowiednio większa od średnicy nitów, zatem i natężenie większe. Ażeby  $\nu_2$  zmniejszyć, musimy zwiększyć odpowiednio grubość blachy  $g$  przez nanitowanie blach. Jeżeli to niewystarczyło, trzeba by przyjąć  $d$  większe niż potrzeba ze względu na ścięcie, a mianowicie  $d = \frac{P}{\tau_2 g}$ . Widzimy więc z tego, że zawsze możemy w ten sposób obliczyć połączenie, aby ciśnienie na ściankę dziury nie było za wielkie.

2. Jeżeli sworznień nie jest zupełnie dostosowany do dziury, to w takim razie powstają wielkie wstrząśnienia, zwłaszcza przy zmianie znaku natężeń. Z tego wynika, że robota musi być nadzwyczaj staranna i dokładna; fabryki muszą być już do tego umyślnie urządzone. Wykończenie o k a musi być bardzo staranne, długości krzyżulców muszą się zgadzać wedle warunków dostawczych w Ameryce na 0.4 mm. Przy użyciu nitów nie potrzeba takiej dokładności. Niezupełnie dokładne wykończenie szkodliwym jest zwłaszcza dla małych mostów.

1) por. Podr. Stat. Bud. 2 wyd. str. 91.



3. Podczas obciążenia powstają przy połączeniu przegibnem małe obroty krzyżulców, a wskutek tego muszą się sworznie zużywać. W praktyce jednak okazuje się, że tego zużycia prawie wcale niema żadne, a to dla tego, że obroty są bardzo nieznaczne.

4. W skutek nitowania powstają nateżenia drugorzędne, ponieważ krzyżulce nie mogą się obracać. Jak się rzecz ma przy połączeniu przegibnem? Teoretycznie niema tam nateżeń drugorzędnych, lecz w rzeczywistości one istnieją, a to z tego powodu, że powstaje tarcie i to tarcie musi być wpierw przeciężone, nim nastąpi obrót. Dowodem tego są sworznie wyjęte ze starych mostów, które są prawie nie zużyte. Tarcie to jest tak znacznem, że dopiero przy nateżeniach drugorzędnych, które wynoszą około 30% nateżeń głównych, następuje obrót. Przy połączeniach przegibnych mamy zatem tylko tę korzyść, że nateżenia drugorzędne nie mogą przekroczyć pewnej granicy. W Ameryce okazało się, że przy małych mostach spostrzegano obroty, wyżej  $l = 55 m$  zaś nie, bo tam z powodu wielkiego ciężaru własnego wstrząśnienia są małe.

5. Momenty na zginanie są szkodliwe, zwłaszcza przy użyciu żelaza lanego. Z tego powodu zwłaszcza w Ameryce, gdzie częściej używano żelaza lanego, było wskazanem użycie połączeń przegibnych.

6. Zestawienie mostu na rusztowaniu przy połączeniu przegibnem jest ułatwione, bo zaciąganie śrub wymaga mniej wprawnych robotników. Ważnem jestto zwłaszcza dla mostów wojennych i w razie grożącej powodzi, która może zniszczyć rusztowanie. W Ameryce, gdzie robocizna jest bardzo droga, ma ta okoliczność znaczny wpływ na koszta. Doprowadzono tam do takiej wprawy że zestawienie mostów odbywa się tam bardzo szybko. Clarke podaje<sup>1)</sup>, że do zestawienia mostu rozpiętości 45 m potrzebowało 20 robotników jednego dnia, przy 76 m rozpiętości 3 do 4 dni. Cooper opowiada, że most o rozpiętości 75 m zestawiono w 16 godzinach, Bosse podaję w Zeit. d. V. Deut. Ing. (1889 str 395), że do zestawienia jednego przęsła mostu na Missouri w Randolph Bluffs pod Kansas o rozpiętości 122 m potrzeba było 13 dni 8 godz. Niemożliwem byłoby to przy zastosowaniu nitowania.

---

<sup>1)</sup> Handbuch der Ingen. II. tom Brückenbau II. oddz. 2. wyd. str. 439.



7. Przy połączeniach przegibnych oko ułatwia wstawienie pręta do maszyny dla próby materiału, rozumie się do granicy sprężystości. W Ameryce można więc próbować wszystkie pręty, przeciwnie u nas tego nie można zrobić, tylko próbuje się niektóre pręty, wycinając małe kawałki, które można wstawić do maszyny.

8. Przy nitowaniu mamy stratę przekroju; przy połączeniu przegibnem jej niema, bo dajemy przekrój oka taki, żeby wytrzymałość jego była większa, aniżeli pręta pełnego. Miejsce niebezpieczne więc nie jest we węźle, tylko wśrodku pręta, gdzie przekrój jest pełny. Użycie połączeń przegibnych jest więc bardziej ekonomicznem.

9. Jeżeli filar runie, a belka spadnie, to belka nitowana pognie się tak, że na nic się już nie przyda, podczas gdy z belki o połączeniach przegibnych przynajmniej niektóre części dadzą się użyć.

10. Wytrzymałość na wyboczenie jest mniejsza przy połączeniu przegibnem, bo długość wolna jest większa.

11. Przy połączeniu przegibnem odpadają zetknięcia pasów, bo w pasie ciągnionym przynajmniej części pasu w każdym węźle łączą się przegibnie. Za to samo połączenie przegibne części pasu wymaga wiele materiału.

12. Siły nie rozdzielają się na nity zupełnie równo.

13. Jeżeli jeden sworzeń złamie się, to może runąć cały most. Zniszczenie jednego nitu nie pociąga za sobą niebezpieczeństwa. Można jednak każdy sworzeń wypróbować i w ten sposób zmniejszyć niebezpieczeństwo.

14. Steżenie poprzeczne jest trudniejsze przy połączeniu przegibnem.

Zważywszy zalety i wady obu ustrojów, możemy wypowiedzieć zdanie, że połączenie nitami jest lepsze. Połączenie przegibne jest używane tylko w Anglii i w Ameryce, a i tam obecnie tylko dla większych rozpiętości wyżej 45 m. Tam, gdzie chodzi jednak o szybkie zestawienie, więc przy mostach w okolicach odludnych, mogą być mosty z połączeniem przegibnem lepsze. Towarzystwo niemieckie Harcourt robi mosty kolonialne z przegibnem połączeniem, właśnie dla łatwości zestawienia.



#### 54. Położenie punktów przecięcia się krzyżulców.

Przypuśćmy, że mamy połączenie i łączymy wszystkie pręty jednym czopem, w takim razie wszystkie siły działają środkowo. Jeżelibyśmy jednak użyli dwu czopów, toby osie krzyżulców nie schodziły się z osią pasu (t. 51. r. 3.) w jednym punkcie, powstałoby więc natężenie drugorzędne, wywołane zginaniem. Musimy dążyć do tego, aby tych natężeń nie było, a więc aby osie przecinały się w jednym punkcie.

Przy połączeniach nitowanych trzeba nity jak najbardziej skupiać, aby uniknąć odkształcenia, a osie krzyżulców muszą się także przecinać w osi pasu, bo inaczej powstaną natężenia drugorzędne.

#### §. 55. Zasady połączenia krzyżulców nitami.

##### 1. Grubość nitów.

Im grubsze są blachy i kształtówki, im dłuższe mają być nity, muszą być grubsze; grubość ich wynosi zwykle 16 do 26 *mm*. Ciensze nity łatwo się spalają podczas nitowania, grubsze osłabiają blachy i przenoszą za wielkie ciśnienie na ściankę dziury. Gatunków nitów nie robimy wiele, gdyż to sprawia trudności przy wykonaniu.

Przy projektach znaczy się rozmaicie nity rozmaitej grubości; nie pisze się przy każdym nicie grubości, tylko przyjmuje się pewne znaki. Prócz tego w Ameryce przyjęto rozmiate znaki dla nitów o głowach stożkowych, wpuszczonych i t. p. Kilka przykładów podajemy na t. 35 r. 9.

##### 2. Ilość nitów.

Nity obliczamy na ścinanie, przytem trzeba jeszcze zbadać ciśnienie na ściankę dziury. Przekrój nitów obieramy wedle siły *P*, działającej w pręcie. Zatem:

$$P = A \cdot \tau_1 = \frac{d_2 \pi}{4} n \cdot \tau_1, \text{ więc } n = \frac{4P}{\pi d^2 \tau_1} \quad . \quad . \quad 45)$$

Znając *P*,  $\tau_1$ , *d*, obliczamy *n* ilość nitów;  $\tau_1$  przyjmujemy 600 *kg/cm*<sup>2</sup> wedle rozporządzenia ministeryalnego dla sił o tym samym znaku; jeżeli zaś siły zmieniają znak, przyjmujemy 500 *kg/cm*<sup>2</sup>. Szybkie obliczenie ilości nitów ułatwiają nam tablice<sup>1)</sup>.

<sup>1)</sup> p. Mosty Blaszane str. 17. t. V.



Przy obliczeniu trzeba uważać, czy nity są raz cięte, czy dwucięte. Po obliczeniu ilości nitów badamy, czy nateżenie ścianki dziury nie jest za wielkie, zatem:

$$P \leq n.d.g.\tau_2 = n.d.g.1.400 \dots \dots \dots 46)$$

Do tego celu mamy także tablice.

### 3. Widły.

Jeżeli pręt składa się z 2-ch części w kształcie widel, (n. *Gabelung*), które połączone są z blachą po obu stronach, to ilość nitów dla każdej części musi być odpowiednią przekrojowi, względnie sile wewnętrznej każdej części, a zatem, jeżeli pręt podzielimy na 2 równe części, zatem siły są równe, to powinny być równe także ilości nitów.

### 4. Blachy pomocnicze.

Czasem, jeżeli chcemy mieć nity dwucięte, dajemy blachę pomocniczą, która musi być przytwierdzoną tyłu nitami do pręta (t. 53. r. 3.) ilu nitami jest przytwierdzona do blachy pasu.

### 5. Ilość nitów w jednym rzędzie.

Wiemy ze statyki budowli<sup>1)</sup>, że obliczamy przekrój użyteczny w pierwszym rzędzie nitów, jeżeli ich ilość w następnych rzędach nie jest dwa razy większą niż w poprzednich. Ponieważ chodzi o to, aby przekrój użyteczny był jak największy, dlatego zaczynamy od 1 lub 2 nitów, zaś w następnych dajemy co najwięcej dwa razy tyle nitów (t. 33. r. 5. i 6.)

### 6. Ilość rzędów.

Ilość rzędów powinna być jak najmniejszą, aby siła rozłożyła się jak najjednostajniej na nity, tudzież, aby przy wąskich krzyżulcach nie powstawały za wielkie nateżenia miejscowe w blasze stojącej. Z tego wynika, że użycie wąskich kątówek jest niekorzystne. Punkt poprzedni sprzeciwia się poniekąd punktowi temu, trzeba więc w praktyce pogodzić oba punkty nie przyjmując ilość rzędów nitowani za małą ani za wielką (t. 34. r. 8.).

### 7. Stosunek części nitowanych.

Jeżeli przynitujemy pręt do niesprężystej blachy, to gdyby była ona zupełnie niesprężystą, to pracowałby tylko jeden rząd nitów, bo między nitami jest niemożliwą zmiana długości blachy.

Otóż w rzeczywistości tak nie jest, bo każda część pasu

<sup>1)</sup> p. Podr. Statyki Budowli 2 wyd. str. 96.



jest sprężysta; ale w przybliżeniu może się to zdarzyć, jeżeli cienki pręt przytwierdzimy do bardzo silnej blachy która więc mało się odkształca. Tego więc należy unikać.

#### 8. Zmiana przekroju.

Zmiana przekroju krzyżulca wewnątrz szeregu nitów jest dozwolona, a nawet wskazana. Tylko przy odsadce „*mn*” (t. 30. r. 5.) musi być przekrój dostateczny dla przeniesienia reszty siły, która wypada na nity między odsadzką a końcem pręta.

#### 9. Zagięcie (n. *Verkröpfung*, fr. *contrecoudement*).

Zagięcie jest dozwolonem, ale tylko wtedy, gdy większa połowa siły została przeniesioną i gdy pręt jest dość tęgi, aby się nie wyprostował (r. 6.). Cienkich blach więc nie można zaginać. To zagięcie powinno się robić na gorąco, aby nie powstawały dodatkowe nateżenia w materyale. Przedstawia to pewne trudności, dlatego lepiej zgięć unikać.

#### 10. Podkładki. (n. *Einlagsblech* fr. *fouurrure*).

Zamiast zagięcia kątówek daje się wtedy, gdy kątówki krzyżulców mają przechodzić aż na kątówki pasu, podkładki, które zresztą w ogóle służą do wyrównania wysokości (t. 30. r. 7. i 8.). Ta podkładka „*ab*” musi być przytwierdzona nietylko nitami, przechodzącymi przez prętami lecz także osobno tylu nitami do pasu, ile nitów przechodzi przez pręt i podkładkę. Gdybyśmy jej tak nie przytwierdzili, to nie byłaby ustaloną, a nity narażone byłyby na zginanie.

#### 11. Krzyżowanie się krzyżulców.

Czasem jeden pręt stanowi podkładkę dla drugiego (t. 30. r. 9.). Tu n. p. trzeba było dać podkładki dodatkowe dla wyrównania wysokości. Wtedy pręt dolny należy oprócz nitów wspólnych przytwierdzić dostateczną ilością nitów, a nitów wspólnych najlepiej nie liczyć. Przypadki tego rodzaju są zresztą rzadkie. bo jak tu widzimy, osie krzyżulców nie przecinają się w osi pasu, co nie jest stosownem.

#### 12. Rozdział nitów.

Rozdział nitów powinien być symetrycznym do osi prętu chociaż nie należy tu koniecznie żądać, aby nity leżały na prostopadłych do osi prętu, gdyż to nie zawsze da się wykonać. Dlatego staramy się rozdział nitów wykonać w ten sposób, aby równa ilość nitów była w równym odstępnie od osi symetrii. N. p. słup mostu na Mozeli pod Koblencją (t. 30. r. 10.) ma



nity zupełnie symetryczne, zaś krzyżulec ukośny tylko równą ilość nitów po obu stronach ich osi, co jest wystarczającym.

Dla jednostajnego przeniesienia siły przedstawiamy często szeregi nitów i staramy się je w ogóle tak rozmieścić, ażeby siła działała na cały przekrój. Rys. 3. na t. 33. przedstawia zły rozkład nitów, gdyż są one za nadto skupione, zaś rys. 4b dobry rozkład, gdyż i szeregi są przedstawione i nity rozmieszczone na całym przekroju. Odstęp nitu od brzegu blachy może najmniej wynosić teoretycznie  $1.5 d$ , najwyżej  $2.8 d$ , zaś odstęp nitów wzajemny wynosi najmniej  $3 d$ , czasem więcej do  $4 d$ .

Ponieważ przez nity przenosi się wielka siła na pasy, a głównie na blachę stojącą pasu, musi więc być grubość blachy, zwłaszcza przy kracie bardzo rzadkiej, odpowiednią i wynosić, jakto już wyżej powiedzieliśmy, co najmniej  $15 mm$ . Jeżeli grubość części nitowanych jest większą niż  $4.5 d$  do  $5 d$ , to w takim razie nie możemy używać nitów, tylko używamy śrub.

Omówiwszy ogólnie zasady łączenia krzyżulców, teraz przejdziemy do poszczególnych przypadków.

### §. 56. Przytwierdzenie do kątovek.

Przy małych mostach możemy wprost do kątovek pasu przytwierdzać krzyżulce; zwłaszcza było to możliwem przy dawnych mostach o kracie gęstej, gdzie siła była mała przy np. moście nad dworcem kolei Elżbiety w Wiedniu (t. 51. r. 7.).

Jeżeli jeden nit niewystarczał, to dawano w pasie kątowkę nierównoramienną, aby można było dwoma lub trzema nitami przytwierdzić krzyżulce np. przy moście na Wiedence pod Wiedniem (t. 61. r. 7.) i moście na Ebrze (t. 33. r. 1.). Takie przytwierdzenie jest możliwem tylko przy małych mostach.

### §. 57. Utwierdzenie do blach stojących.

Przy większych nieco mostach przytwierdzamy krzyżulce do blachy stojącej pasu. Tutaj możemy użyć więcej nitów, a nawet wedle ilości nitów potrzebnych możnaby przyjmować wysokość blachy stojącej (t. 33. r. 2.).

Ciśniony krzyżulec sięga zwykle aż do nakładki pasu, albo co najmniej do kątovky, ażeby się ciśnienie lepiej przenosiło na pas (r. 5.). Ściągna (żelazo płaskie) można umieścić w płasz-



czyźnie blachy stojącej, a w takim razie musimy ją łączyć z blachą podwójnymi przykładkami. Jeżeli zaś ścięgno jest podwójne (t. 78. r. 2), to obejmuje blachę stojącą. Nity są więc dwucięte czyli potrzebna jest połowa tylko nitów. W pierwszym przypadku są zato ścięgna krótsze, co przy wielkich długościach może mieć pewne korzyści, bo uniknąć możemy składania ścięgna z dwóch części; nadto ułatwionem jest krzyżowanie z zastrzałami, gdyż można je przymocować z boku do blachy stojącej.

Jeżeli w węźle przypada zetknięcie blachy stojącej, to przykładki, które kryją je, mogą być zarazem podkładkami dla słupa, przezco nie zachodzi potrzeba zaginania słupa n. p. przy moście na Łabie pod Uściem i w Iralowym Dworze (t. 33. r. 2., t. 62. r. 2.).

Jeżeli ścięgna są pojedyncze, to lepszem jest połączenie za pomocą przykładek, niż jednostronnie do blachy n. p. przy moście na kanale Dunaju w Wiedniu (t. 33. r. 5.).

### §. 58. Przytwierdzenie za pomocą blach węzłowych.

Czasem jednak nie wystarcza blacha stojąca do umieszczenia nitów, albo pas niema wcale blachy stojącej. W takich wypadkach przytwierdzenie krzyżulców następuje za pomocą blach węzłowych (n. *Knotenblech*, fr. *plaque d'assemblage*, *goussét*, an. *plate of assemblage*) do których przytwierdzamy pręty albo wprost, jak n. p. przy moście na Renie pod Griethausen (t. 33. r. 7.) przy moście na Dunaju w Strygonii (t. 34. r. 1.), albo za pomocą przykładek n. p. przy moście na Warcie w Poznaniu (t. 33. r. 6.). Schwedler używa zawsze blach węzłowych, bo pas jego składa się z samych kątówek (t. 61. r. 6.).

Blachy węzłowe mogą być także podwójne n. p. przy moście na Innie pod Imstem (t. 33. r. 8.). Tam dwie blachy węzłowe przytwierdzone są do blachy stojącej.

Blachy węzłowe wycina się w ten sposób, ażeby wystarczały dla odpowiedniej ilości nitów (t. 46. r. 3.). Blachy takie służyc mogą jednocześnie jako przykładki przy zetknięciu pasów np. przy moście na Brdzie w Bydgoszczy (t. 61. r. 9.). Blachy węzłowe mają przenieść wypadkową sił obu krzyżulców na pas, więc ilość nitów, któremi przytwierdzamy je do pasu należy obliczać wedle tej wypadkowej. Zwykle jednak z powodu niepewności



w rozkładzie na nity nateżeń dodajemy pewną ilość nitów, około 10%.

Czasami dajemy podwójną blachę węzłową na blachę stojącą (t. 33. r. 8.). Możemy także dać dwie blachy stojące, zaś między niemi blachę węzłową pojedynczą n. p. przy moście kolei Rudolfa (t. 34. r. 6.).

Często też dajemy blachę węzłową w płaszczyźnie blachy stojącej (t. 62. r. 3. t. 55. r. 2. ), którą przerywamy, a styki kryjemy przykładkami, przyczem przytwierdzamy je tyłu nitami, aby przeniosły siłę, działającą w blasze stojącej. Wielkość blachy musi być taka, aby się zmieściła potrzebna ilość nitów dla przymocowania przykładek i krzyżulców.

### §. 59. Porównanie różnych sposobów utwierdzenia krzyżulców.

1. Jeżeli przytwierdzamy krzyżulce na blasze stojącej, to ta blacha liczy się do przekroju pasu (rozumie się po odciągnięciu dziur na nity). Blach węzłowych nie liczymy do pasów; a w skutek tego dodać musimy materiał, potrzebny na blachy węzłowe; koszta zatem są większe. Wtedy tylko koszta się nie zwiększają, jeżeli blacha węzłowa służy równocześnie jako przykładka pasu.

2. Z drugiej strony tam, gdzie moment jest bardzo mały, potrzeba małego przekroju pasu. Przy użyciu blachy stojącej otrzymujemy wtedy w tem miejscu, gdzie moment mały, przekrój za wielki, materiał jest więc bezpotrzebnie zmarnowany. Ale jeżeli rachujemy całą blachę stojącą do przekroju pasu, to w takim razie nateżenia miejscowe w węzle są większe, niż między węzłami. Z tego powodu przekrój w węzle staje się przekrojem niebezpiecznym.

Inaczej ma się rzecz przy użyciu blach węzłowych; tu zwiększamy przekrój w węzle. Z tego wynika, że bezpieczniej-  
szem jest połączenie za pomocą blachy węzłowej.

3. Jeżeli ilość nitów potrzebna do przytwierdzania krzyżulców do pasu jest wielka, to w takim razie gdybyśmy chcieli przytwierdzić krzyżulce tylko do blachy stojącej, to musielibyśmy przyjąć bardzo wielkie blachy stojące, co może nas narazić na wyboczenie blachy stojącej. Gdybyśmy nie liczyli pewnej części blachy do przekroju użytecznego, to potrzebowalibyśmy jeszcze więcej materiału.



W belce równoległej działają w środku przęsła małe siły w kracie, tam też potrzebujemy tylko blachy stojącej; ale przy podporach siły wzrastają, tam musimy więc użyć blach węzłowych (t. 12.). Przy przekroju krzyżowym pasu, można się obejść bez blachy stojącej, jednak lepiej jej używać.

4. Przy pasie wielobocznym potrzeba blachy stojące spajać w każdym węźle przykładkami; w takim wypadku blacha węzłowa może być zarazem przykładką; tu więc użycie blach węzłowych jest wskazane (t. 5. r. 3. ).

5. Przy użyciu blachy stojącej są połączenia łatwiejsze tak, że fabryki chętniej tego sposobu używają.

Wiemy, że tam gdzie jest mały moment, tam blacha stojąca ma za wiele materiału; możnaby temu zaradzić, gdybyśmy przyjęli dla tych części mniejszą blachę stojącą. Robi się to czasem przy bardzo oszczędnem projektowaniu.

Z tego wszystkiego wynika, że przy mniejszych rozpiętościach dadzą się zastosować blachy stojące, zaś przy większych rozpiętościach są już zwykle używane blachy węzłowe zwłaszcza dla belek wielobocznych.

### §. 60. Połączenia przegibne.

O tych połączeniach nie będziemy wiele mówić, gdyż używane są tylko w Ameryce i Anglii, chociaż mamy kilka mostów tego ustroju w Bawaryi, a w ostatnich czasach towarzystwo Harkort w Niemczech zaczęło w ten sposób budować mosty dla kolonij<sup>1)</sup>. Zaczniemy od połączeń przegibnych amerykańskich.

Jako zakończenie ścięgna tworzymy oko w rozszerzonym końcu ścięgna. Wymiary oka dajemy takie, aby w każdym razie  $c > \frac{1}{2}b$  (t. 51. r. 6.), albowiem oko pracuje nie tylko na rozzerwanie, ale także na zgięcie, gdyż siła, działająca w pręcie, działa w oku na obie połowy przekroju mimośrodkowo.

Haeseler podaje następujące wzory:

$$\left. \begin{aligned} c &= \frac{1}{2}b + \frac{1}{2}d \\ a &= \frac{1}{2}b + \frac{5}{8}d \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 47)$$

W Ameryce dają wymiary oka zależnie od grubości pręta i sworznia na podstawie rozlicznych doświadczeń, ale w każdym razie przekrój  $A$  większy jest, niż  $h$ .

<sup>1)</sup> p. Mehrstens. Deutscher Brückenbau str. 84.



Aby przy słupach i zastrzałach można było przenieść ciśnienie przy pomocy sworznia, trzeba słup zgrubić. Robi się to przez nanitowanie blachy (t. 51. r. 5.).

Tak samo w pasie w miejscu, gdzie się znajduje sworzeń, trzeba pas zgrubić przez nanitowanie blachy, o czym już mówiliśmy.

Czasem połączenie uskutecznia się zapomocą trzewika z żelaza lanego, w który wchodzi słup.

Zdawałoby się, że obliczenie grubości sworznia jest łatwym; tak jednak nie jest, gdyż sworzeń pracuje nietylko na ciśnienie, ale także na złamanie (t. 51. r. 2. i 8.), co także należy uwzględnić<sup>1)</sup>.

Przejdźmy teraz do połączeń przegibnych, używanych w Europie. Jako przykład podajemy połączenie przegibne Gerbera mostu pod Landshut (t. 51. r. 1.). Nie jest ono ściśle przegibnem, bo tu mamy zamiast jednego sworznia cztery, w małych odstępach umieszczone w płycie węzłowej (n. *Gelenkplate*). Towarzystwo Harcourt buduje mosty w ten sposób, że pas (t. 55. r. 1.) sięga do węzła do węzła. Przy końcu pręty są wzmocnione i zaopatrzone w półkoliste wycięcia, które obejmują połowę czopa.

### §. 61. Niezwykłe połączenia pasów.

Przy belce Schiffkorna połączenie pasów z krzyżulcami podobne jest, jak przy drewnianej belce Howe'a. Zastrzały i pas opierają się o piętki (t. 51. r. 4. a, b, c). Śruby przeszkadzają przesunięciu przypadkowemu. Do połączenia nie używa się wcale nitów.

W ostatnich czasach próbowano we Francyi urządzić węzły przegibne w ten sposób, że tęgi krzyżulec łączy się z pasem za pomocą blachy węzłowej, a kątówki krzyżulca przerywa się 12 *cm* przed pasem. W ten sposób umożliwia się krzyżulcom zmianę kąta nachylenia. Ustrój ten widzimy przy moście kolei Saint Aignan — Blois o rozpiętości 40 *m* (t. 55. r. 5.)<sup>2)</sup>.

<sup>1)</sup> por. Résal. *Constructions métalliques* 1892.

<sup>2)</sup> por. *Ann. des ponts et chaussées* 1899 II. str. 302.



## VII. Połączenie pasów.

### §. 62. Nitowanie pasów.

#### Układ nitów.

Przedewszystkiem staramy się, aby w jednym przekroju było jak najmniej nitów, aby nie tracić wiele przekroju. Przy pasach teowych mogą być nity w jednym rzędzie (t. 40. r. 6.), lub przestawione (r. 7.). Jeżeli jednak nity umieszczone są tylko w dwu szeregach, to zawsze dają się w jednym rzędzie (t. 55. r. 7.).

Jeżeli mamy kilka szeregów nitów, to może się nam przedstawienie nitów prędzej opłacić, chociaż z drugiej strony utrudnia to umieszczenie potrzebnych nitów dodatkowych, jeżeliśmy przyjęli mniejsze osłabienie przekroju. Dlatego, używając zwykle nitów przestawionych, często pomimo tego odciągamy cztery dziury na nity.

#### Grubość nitów.

Co się tyczy grubości nitów, to przyjmujemy zwykle  $d=20$  mm do 26 mm, najwyżej  $d=28$  mm. Winkler podaje doświadczalny wzór:

$$d=20+0.05l \text{ mm} \dots\dots\dots 48)$$

gdy  $l$  oznacza rozpiętość w metrach. Wzór ten może służyć tylko jako wskazówka.

#### Odstęp nitów.

W pasie ciągnionym nie potrzeba właściwie nitować między węzłami, gdyż siła między węzłami jest stała. Nituje się jednak w tym celu, aby zetknięcia pojedynczych części były szczelne; w pasie ciśnionym zaś oprócz tego potrzeba także, aby wszystkie części stanowiły jedną całość na wyboczenie. Teoretycznie potrzebne są jednak nity tylko w węzłach, bo tam zmienia się przekrój i siła wewnętrzna w pasie.

Jeżeli nazwiemy  $A_1$  i  $A_2$  całkowite przekroje pasu po obu stronach węzła (t. 40. r. 5.),  $A_1'$  i  $A_2'$  przekroje tych części pasu, które mają być przytwierdzone do reszty pasu lub do blachy węzłowej,  $S_1$  i  $S_2$  siły wewnętrzne w pasie po obu stronach węzła, w takim razie działa na 1  $cm^2$  pasu siła:  $\frac{S_1}{A_1}$  i  $\frac{S_2}{A_2}$ , zaś na części pasu  $A_1'$  i  $A_2'$  działa siła:  $\frac{S_1}{A_1} A_1'$  i  $\frac{S_2}{A_2} A_2'$ . Różnica tych



dwu sił ma być przeniesiona przez nity, zatem:

$$\frac{S_1}{A_1} A_1' - \frac{S_2}{A_2} A_2' = n \tau_1 \frac{d_2 \pi}{4}, \text{ gdzie } n \text{ oznacza}$$

potrzebną ilość nitów.

W przybliżeniu możemy przyjąć:  $\frac{A_1'}{A_1} = \frac{A_2'}{A_2} = \frac{A'}{A}$ , w takim razie:

$$n = \frac{4}{\pi d^2 \tau_1} \cdot \frac{A'}{A} (S_1 - S_2). \text{ Uważając w przy-}$$

bliżeniu natężenia w pasie jako ciągle zmienne, oznaczmy  $\frac{dS}{dx}$

przyrost siły  $S$  na jednostkę długości, zaś  $\frac{dS}{dx} \cdot a$  przyrost siły  $S$

na długości  $a$ , czyli:

$$S_1 - S_2 = \frac{dS}{dx} \cdot a. \text{ Ponieważ } S = \frac{M}{h} \text{ siecz } \sigma^*),$$

więc po wstawieniu wartości za  $S_1 - S_2$ ,

$$n = \frac{4 A'}{\pi d^2 \tau_1 A} \cdot \frac{d\left(\frac{M}{h}\right)}{dx} \cdot a \text{ siecz } \sigma,$$

ale  $d\left(\frac{M}{h}\right) \frac{h}{dx} = Y^{**})$ , więc

$$n = \frac{4 A' a Y \text{ siecz } \sigma}{\pi d^2 \tau_1 A h} \dots \dots \dots 49)$$

Jestto ilość nitów raz ciętych potrzebnych w węźle. Jest ona wprost proporcjonalna do  $Y$ ; im większe  $Y$ , tem większe  $n$ .

Dla belki równoległej  $Y=Q$ , więc:

$$n = \frac{4 A' a \text{ najw. } Q}{\pi d^2 \tau_1 A h} \dots \dots \dots 50)$$

Z rów. 49) i 50) wypada zwykle  $n$  małe,  $n=3$  do 4. Nity te należy, o ile możności, skupić w węźle. Między węzłami dajemy także nity; odstęp tych nitów wynosi zwykle 6 do 7  $d$ ; dla pasu ciągnionego możnaby przyjąć trochę więcej do 8  $d$ .

Ciekawe spostrzeżenia, tyczące się odstępu nitów, podaje A. Meyerhoff\*\*\*). Jeżeli znitujemy dwie blachy, to ciągnięcie

\*) Por. Podr. Teor. Most. I. 2. wyd. str. 118.

\*\* ) " " " " " " " " 121.

\*\*\* ) Zeit. d. Ver. deutsch. Ing. 1896. str. 202.



wzdłuż osi nitu, powstałe po jego ostygnięciu, wywołuje ciśnienie głowy nitu na blachy, które się wyginają (t. 40. r. 4). Jeżeli odstęp nitu od krawędzi blach jest znaczny, to powstają między blachami szczeliny. Doświadczenia okazują, że jeżeli grubość nitu wynosi podwójną grubość blachy, to otwarcie szczelin pokazuje się, jeżeli odstęp nitów od krawędzi jest większy, niż  $2.5 d$ .

Podobne zjawisko powstaje przy nitowaniu pasów. Jeżeli odstęp nitów jest za wielki, to szew się otwiera. (r. 3). Takie otwarcie szwu jest pośrednią przyczyną powstawania rdzy. Aby temu zapobiedz, należy się trzymać następującego pravidła.

Przy połączeniu prętów należy przyjąć odstęp nitów najwyżej  $8 d$ ;

Przy połączeniu kątowniki ze wstęgą  $8-11 \text{ mm}$  grubą  $5 d$ , dla grubszych  $6 d$ .

### §. 63. Wyznaczenie długości pojedynczych części pasu.

Długości pojedynczych części pasu najlepiej wyznaczyć wykreślnie. Ponieważ nateżenie w pasie pomiędzy dwoma węzłami jest stałe, powinny się pojedyncze części pasu zawsze kończyć w węźle.

Rozumie się, że trzeba jeszcze te części przedłużyć poza teoretyczne granice, aby przytwierdzić je tylu nitami, ile ich potrzeba do przeniesienia siły, działającej w tej części pasu.

Jeżeli więc przekrój jakiej części pasu jest  $A$ ,  $S$  siłą działającą w pasie,  $A_1$  przekrojem danej części pasu, to ilość nitów:

$$\frac{n \cdot d^2 \pi}{4} = \frac{S}{A} A_1 \quad \text{a} \quad n = \frac{4}{d^2 \pi} \frac{S}{A} A_1 \quad . . . \quad 51)$$

Jeżeli więc teoretyczny koniec nakładki jest w  $A B$  (t. 49. r. 1), a potrzeba nam do przeniesienia siły  $8$  nitów, to możemy je umieścić w sposób wskazany na rys. 1.

Ażeby przedłużenie nakładki było jak najmniejsze, można nity skupić, a więc między regularnie rozmieszczone nity wstawić nity pośrednie, jak to znowu widzimy na t. 40. rys. 8.

### §. 64. Krycie zetknięć w pasie.

#### 1. Położenie przykładek.

Przy kryciu zetknięć, o ile możliwości, nie powinno się przesuwac środków ciężkości przekroi, ażeby uniknąć zginania.



A więc blachy stojące kryje się zawsze podwójnemi przykładkami. Przy nakładkach nie można jednak zwykle w ten sposób postąpić. Ściankę kryjemy zwykle obustronnemi przykładkami węższemi od ścianki o szerokość kątowniki (t. 49. r. 7). Ponieważ przeto przesuwają się środek ciężkości i powstają nateżenia dodatkowe, więc Neumann<sup>1)</sup> przyjmuje szerokość nakładek równą szerokości ścianki tak, że przykładki zachodzą na kątowniki (t. 55. r. 8.).

### 2. Grubość przykładki.

Przekrój użyteczny przykładki, powinien być równy przekrojowi użytecznemu pręta zetkniętego. Jeżeli kilka prętów jest równocześnie zetkniętych, to przekrój użyteczny przykładki musi być równy przekrojowi użytecznemu wszystkich prętów.

### 3. Ilość nitów.

Suma przekroi nitów po jednej i drugiej stronie szwu musi być tak wielką, ażeby przeniosła siłę, działającą w zetkniętej części. Jeżeli jednak między tą częścią zetkniętą a przykładką jest kilka blach n. p. 2 (t. 49. r. 4), w takim razie potrzeba więcej nitów. Uważając bowiem blachę 22 jako przykładkę blach 11 mamy dać na długości  $ca$   $n$  nitów, w skutek tego siła przenosi się przez część  $aa'$  blachy 22. Dla przeniesienia siły, działającej w 22, łączymy zatem ją z blachą 33  $n$  nitami na długości  $a'b'$ ; a siła w 12 przenosi się przez część  $bb'$  nakładki 33. Teraz dla przeniesienia siły działającej w 33 dajemy przykładkę i łączymy ją  $n$  nitami na długości  $b'c'$ ; zaś siła, działająca w blasze 33, przenosi się przez  $cc'$ .

Z tego wynika, że jeżeli między częścią zetkniętą a przykładką jest  $m$  blach, potrzeba  $(m+1)n$  nitów.

Dawniej na to nie zważano, dlatego widzimy nieraz za mało nitów w mostach dawniej wykonanych.

### 4. Rozkład nitów.

Ze względu na osłabienie przekroju będziemy dawali w zewnętrznych rzędach jak najmniej nitów (t. 49. r. 2., t. 40. r. 1.).

Aby przykładka była jak najmniej potrzebna nity skupiać. Jeżeli kryjemy blachę stojącą, to dajemy najmniejszy odstęp nitów 2.5 do 3  $d$  (t. 49. r. 7.). Kształt przykładki bywa zwykle prostokątny, ale często obcinamy też rogi (t. 40. r. 7.), aby zmniejszyć ciężar, a także ze względów estetycznych.

<sup>1)</sup> p. Zeits. d. österr. Ing. u. Arch. Vereines. 1892.



5. Krycie wielokrotne (n. *mehrfache Deckung* fr. *couvre joint en chevauchement*).

Tą samą przykładką można kryć więcej zetknięć, leżących jedno obok drugiego. Wtedy jednak ilość nitów, umieszczonych między każdymi dwoma zetknięciami musi być tak wielka, aby przeniosła siłę, działającą w zetkniętej części pasu. Taką ilość nitów potrzebna jest też poza ostatniem zetknięciem (t. 49. r. 5.).

Długość takiej przykładki i suma ilości nitów są mniejsze, niż gdybyśmy kryli każde zetknięcie osobno.

6. Krycie kątówek.

Kątówki kryjemy kątówkami odpowiednio obrobionymi (t. 49. r. 3, 8.). Można by kryć także za pomocą dwóch wstęg, ale się to rzadziej zdarza. Teoretycznie byłoby także możliwem kryć jedno ramię kątówki wprost bezpośrednio, a drugie na innym miejscu pośrednio, (r. 6.) jednak jest to rzadko używanem.

### §. 65. Rozdział zetknięć.

Rozróżniamy dwa sposoby rozdziału zetknięć:

1. Rozdzielamy zetknięcia jednostajnie.

To znaczy staramy się, ażeby odstępy zetknięć były na całej belce, ile możności, równe, przyczem należy unikać małych długości.

Każde zetknięcie można kryć osobną przykładką, przyczem blachy wewnętrzne mogłyby pozostać niezakryte, jeżeli pas ma przekrój zbyt wąski. Dawniej kryto też wszystkie zetknięcia jedną przykładką n. p. przy pasie łańcuchowym belek Paulego, jest to jednak marnowaniem materiału.

2. Rozdzielamy zetknięcia w grupach.

Zapomocą zetknięć wielokrotnych możemy oszczędzić na długości przykładek i ilości nitów. Ze względu na sztywność pasu dajemy zetknięcia w pobliżu węzłów. Tylko zetknięcia kątówek daje się często w środku przedziału. Pożądanem jednak jest i te zetknięcia umieszczać blisko węzłów, aby można pas wykończyć w fabryce na długość jednego lub kilku przedziałów.

Według tych zasad sporządzamy rozkład tych zetknięć, czyli tak zwany rozkład materiału (n. *Materialvertheilung*).



Mając narysowany kształt belki, odcinamy na prostopadłych do pasu powierzchnie pojedynczych części pasu, a więc blachy stojącej, kątówek, nakładek i przykładek, przyjmąwszy pewną podziałkę dla powierzchni przekroju (t. 65. r. 1.). W ten schemat wkreślamy następnie rozkład styków. Dokładne odległości pojedynczych styków od węzłów, tudzież długości przykładek wrysowujemy i wyznaczamy, jednak dopiero po wykonaniu szczegółów, gdyż zależą one od rozkładu nitów. Długości kątówek przyjmować można do 10 m, ścianki do 9 m, nakładek 8 do 9 m, zależnie od ich szerokości, jednak zwykle długości rozmaitych części nie przyjmujemy o wiele większe, niż 8 m ze względu na utrudnione zestawienie długich i ciężkich blach i kształtówek.

Gerber urządzał zetknięcia w ten sposób, że wszystkie części pasu stykały się w jednym punkcie. Musiał więc dawać w jednym punkcie tyle przykładek, ile przekrój wymagał. Stosował on to przy pasie o przekroju krzyżowym (t. 49. r. 9.) (linie kreskowane oznaczają przykładki), nie znalazł jednak naśladowców.

W pasach wielobocznych musimy urządzać zetknięcia blachy stojącej w węzłach, albo przy węzłach, gdyż niema mowy o zginaniu blach, a nie zginając, musielibyśmy wiele blachy skrawywać. Jeżeli damy zetknięcie w każdym węźle pasu wielobocznego, to wykonanie jest łatwiejsze. Kątówek nie musimy w węźle stykać, możemy je zagiąć.

Jeżeli kąt jest ostry, to łagodzimy go, zaginając kątówki wedle łuku koła o promieniu 26 do 40 cm, a nawet i większego (t. 46. r. 1.). Zetknięcie blachy stojącej możemy zrobić rozmaicie, więc stykamy ją w węźle albo wzdłuż linii połowiącej kąt (t. 48. r. 10.), albo wzdłuż linii pionowej (t. 61. r. 9.). Możliwy też zetknięcie urządzić prostopadle do jednej części pasu (t. 55. r. 6.), a wręście możemy w węźle użyć blachy węzłowej, połączonej z obu blachami stojącymi przykładkami (t. 46. r. 4.).

### §. 66. Przeguby w belkach ciągłych.

W belkach ciągłych przegubowych i wspornikowych używamy przegubów, które pierwszy wprowadził Gerber. Przeguby jego jednak nie były ściśle n. p. przy moście na Dunaju pod Vilsofen (t. 48. r. 11.). Most ten ma belkę ciągłą przegubową



równoległą. Pasy oba są w przegubie zupełnie oddzielone, belka wisząca i wspornikowa zakończone są oddzielnymi słupami, które jednak w swej dolnej części są znitowane.

Aby uniknąć przesunięcia poziomego w kierunku poprzecznym do osi mostu dał Gerber w pasie górnym 2 blachy poziome odpowiednio wycięte, z których każda wchodzi wolno jednym końcem między kątowniki słupów, a drugim jest do nich przymocowana.

Inaczej robią w Ameryce, n. p. przy wiadukcie Kentuchy (t. 48. r. 7.) przegub znajduje się w pasie górnym, pas dolny jest przerwany i posiada wstawki, które przeszkadzają przesunięciu w kierunku poziomym.

Bardzo dobrze urządzeniem jest przegub mostu na Warcie pod Poznaniem (t. 48. r. 8. t. 25. r. 3.). Na wsporniku, stanowiącym zakończenie belki wystającej, umieszczone jest łożysko, na którym opiera się belka paraboliczna. Przegub ten jest zupełnie ścisłym.

W ostatnich czasach zaczęto używać innych przegubów: mianowicie przy wiadukcie na Wełtawie pod Červeną kolei Tabor-Pisek<sup>1)</sup> (t. 47.) użyto belki równoległej. Przegub urządzone w ten sposób, że belka wisząca podparta jest za pomocą łożyska umieszczonego w narożniku belki wystającej i opiera się w połowie swej wysokości na łożysku. Dla przeszkodzenia przesunięciom poziomym wchodzi blacha węzłowa belki zawieszanej w pas belki wystającej.

Zamiast rzeczywistego przegubu, na którym spoczywa belka wisząca, w ostatnich czasach robi się często zawieszenie lub podparcie wahadłowe, które polega na tem, że narożnik belki wiszącej jest połączony u góry i u dołu przegibnie, raz z belką wystającą, drugi raz z wiszącą. Tego rodzaju podparcie ma tę dogodność, że możliwe jest przesunięcie względne belek głównych, spowodowane przedłużeniem wskutek zmiany ciepłoty.

Jako przykład podajemy przegub mostu na Cisie w Toka u<sup>2)</sup> (t. 58. r. 2.), gdzie belka wisząca zawieszona jest wahadłowato na pasie górnym belki wystającej za pomocą czopa. Przytem wahadłowy narożnik belki wiszącej znajduje się w środku skrzyn-

<sup>1)</sup> por. Zeit. des öst. Ing. u. Arch. Verein 1890. t. 17.

<sup>2)</sup> " " " " " " " " " 1887.



kowego narożnika belki wystającej. Podobnie urządzony jest przegub mostu na Forth (t. 55. r. 4.) i mostu na Convay w Tal-Y-Cafu (t. 58. r. 3.); przy moście zaś na Odrze w Studzińcu (t. 59. r. 3 i 4.) podparcie narożnika znajduje się na pasie dolnym.

Zwrócić należy też na to uwagę, że połączenie przegibne musi być jednak takie, aby siły poziome z belki wiszącej mogły się przenieść na belkę, o czem będziemy mówić później.

## VIII. Połączenia w kracie.

### §. 67. Zetknięcia w krzyżulcach.

Zetknięcia w krzyżulcach rzadziej się trafiają, bo długości prętów są zwykle niewielkie; chyba przy bardzo wielkich mostach n. p. moście na Lecku pod Kuilenburgiem (t. 48. r. 1.) trzeba było użyć styków.

Jeśli możliwe, urządza się zetknięcie w punktach krzyżowania się krzyżulców n. p. przy moście na Dunaju pod Mauthausen (t. 48. r. 2.) lub przy moście na Łabie pod Uściem (Aussig) (t. 48. r. 3.).

### §. 68. Połączenie krzyżujących się krzyżulców.

Jeżeli krzyżulce się krzyżują, ale nie przecinają, zachodzi pytanie, czy mamy je połączyć czy nie.

Otóż obliczamy krzyżulce dla tego przypuszczenia, że są niepołączone w punktach krzyżowania się; ale pomimo tego w praktyce często je łączymy.

Jeżeli więc połączymy je, to stwarzamy nowe węzły, a skutkiem tego powstają natężenia drugorzędne. Z drugiej strony jestto korzystnem ze względu na wyboczenie, nadto zmniejsza się drganie krzyżulców.

W Ameryce i Holandyi nie łączą krzyżulców w punktach krzyżowania się. Najlepiej połączyć krzyżulce, ale dziury na nity zrobić podłużne, aby umożliwić przesunięcie względne, jak to zrobiono przy moście na Renie pod Mannheim i przy kolejach finladzkich<sup>1)</sup>. Aby przy tych przesunięciach nie wycierały się krzyżulce, daje Belelubski podkładowki gumowe i nituje na zimno.

<sup>1)</sup> p. Allg. Bauzeit. 1889.



Jeżeli krzyżulce krzyżujące się stykają się, łączymy je wprost nitami. Jeżeli zaś jest pewien odstęp, to dajemy podkładki, które znowu muszą być osobno przytwierdzone, jak n. p. przy moście na Łabie pod Uściem (t. 48. r. 3.) albo przy moście na Dunaju pod Vilsofen (t. 48. r. 6.).

### §. 69 Przecinalanie się krzyżulców.

Jeżeli krzyżulce krzyżujące się znajdują się w tej samej płaszczyźnie, to muszą się przecinać. Jeżeli mamy podwójne przekątnie gibkie, to lepiej, zamiast przecinać, wygiąć je o połowę grubości i połączyć jednym nitem. Przy innym przekroju wyginanie jest niemożliwem; musimy w takim razie jeden krzyżulec przeprowadzić w całości, a drugi przerywamy. W tym wypadku trzymamy się tej zasady, że przerywamy ten krzyżulec, w którym działa mniejsza siła, zaś przeprowadzamy w całości ten, w którym działa siła większa.

Ciągłość w przerwanym krzyżulcu możemy uzyskać przez nanitowanie blachy, którą przytwierdzamy do obu krzyżulców n. p. przy moście na jeziorze Flacken (t. 48. r. 4.).

Jeżeli mamy słupy pionowe, to przecinamy krzyżulce na słupie n. p. przy moście na Aarze pod Busswyl (t. 48. r. 5.). Tu przytwierdzone są wstęgi *C* do słupa *B* wprost, na nich spoczywa blacha *A*, a na niej utwierdzone są teówki *D*. Pod blachą *A* w miejscach, których nie wypełniają żelaza *C*, znajdują się podkładki.

Jeżeli oba rzędy krzyżulców są z kształtówek, wtedy skrzyżowanie przedstawia większe trudności.

Tak naprzykład przy moście na Mozeli pod Koblencją (t. 54. r. 3.) słup jest przerwany, a kątowniki zagięte i przytwierdzone do krzyżulca, który ma kształt teowy. Przeciwnie przy moście na Łabie pod Uściem (t. 65. r. 4.) słup przechodzi nieprzerwany, a oba krzyżulce są ukośno przerwane.

Przy takim przecięciu powinniśmy się starać zakryć zetknięcie należycie, a zatem dać przykładki w kształcie blachy, a jeśli to nie wystarcza i kątowniki tak, aby przekrój przykładek równał się przekrojowi zetkniętego krzyżulca (t. 65. r. 4.).

Przy belce Schiffkorna, oba krzyżulce są przerwane i stykają się w róży, która służy do oparcia się wszystkim częściami zastrzałów (t. 54. r. 4.).



## §. 70 Pasy środkowe.

Czasami, aby zmniejszyć długość wolną krzyżulców na wyboczenie daje się pasy środkowe (n. *Mittelgurt*).

Jestto zatem zeskład drugorzędny.

Zastosowanie pasów środkowych może się opłacić tylko przy bardzo wielkich rozpiętościach, a zatem i bardzo wielkich długościach zastrzałów i słupów. Zwykle urządzamy pasy takie z żelaza płaskiego albo z kątownek i łączymy je z krzyżulcami za pomocą blach węzłowych n. p. przy moście na Renie w Moguncyi (t. 54. r. 6.), gdzie pas środkowy składa się ze wstęgi i kątownki.

Na Węgrzech często używają pasów środkowych przy wielkich rozpiętościach (t. 7. r. 4. t. 65. r. 2.); takiż pas widzimy też przy wiadukcie nad doliną Frieda (t. 56. r. 1.).

Także przy mostach Schifkorna dawano takie pasy, jeżeli krata była wielokrotna (t. 54. r. 5.).

Pas ten jest tu koniecznym, ponieważ, jak wiemy, krzyżulce składają się z pojedynczych części.

## IX. Zakończenie belek głównych.

### §. 71. Ogólne urządzenie narożników.

Belki mogą być albo zbieżne (t. 2. r. 2.) albo niezbieżne (t. 3. r. 1.). Te ostatnie zakończone są narożnikami, o których teraz mówić będziemy. Później omówimy połączenie pasów belek zbieżnych.

Narożniki (n. *Endpfosten*, *Endständer*) dajemy zwykle pionowe; jednak wyjątkowo mogą też pochyle zastrzały służyć jako narożniki (t. 16. r. 1., t. 13. r. 1.).

Ustrój ten jest dosyć często używanym w Ameryce, u nas rzadziej.

Zastanowimy się teraz nad połączeniem krzyżulców z narożnikiem.

#### a) Krata prostokątna.

Jeżeli mamy kratę pojedynczą, w takim razie łatwo urządzić narożnik (t. 6. r. 2). Ścięgno przecina się z pasem i narożnikami w węźle górnym. (t. 13. r. 2).



Jeżeli jednak krata jest wielokrotną, to urządzamy zwykle w ten sposób, że kończymy kratę nieregularnie (t. 3. r. 6., t. 10. r. 2b).

Gdybyśmy zakończyli kratę regularnie (t. 69. r. 3.), to krzyżulec  $CD$  wywarłby siłę poziomą  $H$ , działającą na narożnik szkodliwie, bo wywołującą nateżenia zginające. Z tego powodu nie używamy tego ustroju. Poprzedni zaś ustrój ma znowu tę wadę, że cały ciężar działa w górnym końcu narożnika, który zatem musi bardzo silny.

Aby tego uniknąć, można ostatni krzyżulec odwrócić, jak to zrobiono przy moście na Belai kolei Samara Ufa (t. 34. r. 2.). W takim razie połowa ciężaru, przenosi się na górnym, a połowa na dolnym końcu narożnika. Ustrój ten jest jednak mało używanym ze względów estetycznych. Wyjątkowo widzimy taki ustrój jeszcze przy moście na Renie pod Düsseldorfem (t. 69. r. 5.). Przy moście na Wiśle w Toruniu (t. 66. r. 1.) pas górny widzimy przy końcu rozdzielony na dwie części, aby ostatnie ścięgno miało lepsze nachylenie i aby uniknąć przacięcia się obu ścięgien.

Inżynier Ehlers<sup>1)</sup> proponuje zakończenie przedstawione na (r. 69. t. 6.) i poucza że belka staje się statycznie wyznaczalną. Ehlers twierdzi, że osiąga przeto oszczędność materiału i że belka ładniej wygląda. W punkcie  $B$  jednak powstają małe siły poziome, działające niekorzystnie na narożnik. W celu uzyskania belki statycznie wyznaczalnej proponowano w ostatnich czasach utworzenia jeszcze jednego węzła, w którym przecinają się oba skrajne krzyżulce (t. 66. r. 2.).

Jeżeli pomost jest u góry, to zwykle kładziemy pas dolny na łożysku (t. 10. r. 1. t. 69. r. 7.). Jednak nie jest to koniecznym: możnaby podeprzeć także pas górny. W Ameryce robią często w ten sposób, a czasem i w Europie (t. 39. r. 7. t. 69. r. 8)

#### b) Krata równoramienne.

Przy kracie równoramiennej może być prędzej zakończenie regularne (t. 15 r. 1. i 3., t. 21. r. 2.). W krzyżulcach  $CE$  i  $CD$  (t. 68. r. 11.) działa w jednym ciągnięciu a w drugim ciśnieniu, a ponieważ są one prawie równe, więc wypadkowa jest prawie pionowa. Narożnik zatem prawie nie jest narażony na złamanie.

<sup>1)</sup> por. Centr. d. Bauverwalt. 1890 str. 790.



Ale ponieważ te siły nie są zupełnie równe, więc powstaną przeciwieź małe siły poziome, wywołujące nateżenia zginające w narożniku. Z tego powodu unika się obecnie regularnego zakończenia kraty i daje się zakończenie nieregularne (t. 14. r. 2. i 3., t. 15. r. 2.).

Przy kracie pojedynczej da się narożnik zupełnie opuścić (t. 17. r. 2.). Ustrój ten jest zwykle w Ameryce używanym n. p. most na Trencie pod Newark (t. 27. r. 7).

Czasami dawano podwójne narożniki (t. 19. r. 3., 4. i 5.), przy tem musiały być albo dwa łożyska, albo jedno łożysko szerokie. Jednak w takim wypadku nie znamy dokładnie punktu zaczepienia oddziaływania; obecnie więc ustrój ten zupełnie zarzucono.

## §. 72. Narożniki na filarach średnich.

### a) Krata prostokątna.

Przy belkach ciągłych dajemy na filarach średnich jeden (t. 70. r. 1. t. 9. r. 1.), lub dwa (t. 69. r. 10.) słupy pionowe.

Przy małych mostach i wąskich filarach musi się dawać jeden słup; przy większych możnaby dać dwa słupy, a co zatem idzie dwa łożyska, wskutek tego skraca się rozpiętość. Jednak nie jest to korzystnem, bo przy pewnem obciążeniu belka się podnosi, a skoro ciężar się przesunie, spada na łożysko; powstaje więc wstrząśnienie, mogące naruszyć filar i belkę.

Nadto wskutek podniesienia się belka z trzyprzęsłowej staje się dwuprzęsłową (t. 70. r. 2.). Trzebaby więc przy obliczeniu uwzględnić tę okoliczność. Z tych powodów obecnie używa się zawsze jednego łożyska, nad którym znajduje się słup narożny. Wyjątek stanowią tylko bardzo wielkie mosty wspornikowe n. p. most na Forth (t. 7. r. 1.) gdzie urządzono 2 słupy narożne w odstępach 44·9 i 79·2 m, albo most na Niagarze (t. 5. r. 4.).

### b) Krata równoramienna.

Tu można przeprowadzić kratę regularnie, ale w środku daje się zawsze słup (t. 14. r. 1.) z powodu wielkiej siły tu na belkę działającej.

Czasami daje się dwa słupy, a jeżeli odstęp ich jest mniejszy od odstepu węzłów, to łączy się je kratą (t. 19. r. 4.)



Jednak jestto nieodpowiedniem, gdyż trzeba dać albo dwa łożyska, albo jedno szerokie, więc jest niepewność co do punktu podparcia.

### §. 73. Przekroje narożników.

Narożniki obliczamy na ciśnienie, przyczem musimy uwzględnić także wyboczenie. Jednak z powodu tężników poziomych i poprzecznych, które przenoszą na narożniki wszystkie siły poziome, działające na most, uważać musimy narożnik także jako część tężników.

Z tego powodu siły, w nim działające, pochodzą nietylko z obciążenia belki, ale i z przeniesienia sił poziomych. Ponieważ zwykle tych drugich nie uwzględniamy, musimy przyjąć znacznie mniejsze nateżenie dopuszczalne, zwykle o 50% mniejsze. Ponieważ liczymy narożnik na wyboczenie, starać się musimy, ażeby moment bezwładności był wielki i ażeby osie krzyżulców przecinały się z osią narożnika.

Zastosować tu możemy rozmaite ustroje. Jeżeli mamy:

I. belki o pasie pojedynczym, możemy użyć dla narożnika przekroju T (t. 70. r. 10.), krzyżowego (t. 71. r. 3. i t. 70. r. 11.) iowego (t. 74. r. 2a). W każdym z tych przypadków do blach stojących przytwierdzamy kątowniki. Zwykle wystarczają same kątowniki użyte przy dwu pierwszych przekrojach, jednak często ze względów architektonicznych i ze względu na łożysko używamy przekroju iowego (t. 74. r. 2a).

Zamiast blachy stojącej możemy użyć kraty, n. p. przy moście na Łabie pod Miśnią (t. 70. r. 5.). Przekrój wtedy składa się z samych kątowników.

Winkler podaje następujące doświadczalne wzory dla kraty takich narożników:

odstęp osi słupów  $a = 0.08 H$  ( $H =$  wysokość narożnika),  
szerokość krzyżulców  $= 0.13 a$ , ich grubość  $= 0.02 a$  . . . 52)

II. belki z pasami podwójnymi:

1. Tu można stosować te same kształty, co dla pasu pojedynczego, powtarzając je dwa razy.

2. Przekrój I może być tu używanym, przyczem ścianka jest prostopadła do płaszczyzny belki n. p. w moście na Renie pod Kolonią (t. 70. r. 6.).



Zamiast ścianki można także użyć kraty (t. 77. r. 1.). W razie potrzeby można przekrój jeszcze wzmocnić kątownikami, jak przy wiadukcie Karako na Węgrzech (t. 77. r. 4. i 5.).

3. Przekrój skrzynkowy. Jeżeli powtórzymy dwa razy przekrój I i połączymy je kratą lub ścianką, otrzymamy przekrój skrzynkowy. Jako przykład dla ścianki pełnej podajemy narożnik mostu na Renie pod Kolonią (t. 70. r. 8.), dla kraty narożnik mostu nad ulicą Obwodową kolei Wiedeńskiej miejskiej (t. 77. r. 7.). Używane są także przekroje skrzynkowe n. p. przy moście pod Jumną (t. 70. r. 9.) o ściankach pełnych i przy moście na Dunaju między Stein i Mautern (t. 77. r. 6.) o ścianach kratowych.

Takie przekroje narożników są bardzo dobre dla wielkich ciśnień i dają się one łatwo połączyć z kratą. Jeżeli przekrój złożony z blach jest za wielki, to dajemy zamiast nich kratę, a wtedy taki narożnik składa się z czterech słupów, które mogą mieć rozmaity przekrój (t. 70 r. 5.), połączonych kratą.

Mogą się więc składać one z dwu kątownek, z teówki i kątowniki, z trzech kątownek, wreszcie z czterech kątownek.

Jeżeli jednak zamiast kraty używamy ścianki pełnej, to przekrój musi być tak wielki, ażeby robotnik mógł wejść do środka dla kontrolowania nitów, a nadto musi być urządzony odpowiedni wjazd.

#### §. 74. Węzeł dolny narożny.

Przy projektowaniu narożnika musimy przedewszystkiem uważać, ażeby oddziaływanie rozdzielało się, o ile możności, równo na przekrój narożnika czyli, ażeby działało w jego osi.

Przy pasach teowych przedłuża się nakładki i kątowniki aż do końca belki, gdyż wtedy płyty łożyskowe dają się łatwo przytwierdzić (t. 68. r. 5.). Przy innych przekrojach n. p. krzyżowym pasie może być wskazaniem oparcie narożnika wprost na łożysku (t. 68. r. 5.). Zwłaszcza wskazane to jest tam, gdzie siła w pasie w przedziale skrajnym jest równa zeru, a więc przy kracie przedziałowej (t. 89. r. 3.).

Zawsze jednak kątowniki pasu dolnego przedłużamy aż do końca narożnika. Oś pionowa narożnika powinna przechodzić przez punkt zaczepienia oddziaływania (t. 68. r. 4.). W tym celu należy nieraz przy szerszem łożysku przekrój narożnika na



dole rozszerzyć (t. 78. r. 4.) n. p. przy moście na Lahnie pod Lahnstein (t. 68. r. 1.).

Można przytem, albo 1. przedłużyć blachę stojącą, albo 2. dać odpowiednią blachę węzłową, jak przy kolei Południowej (t. 70. r. 50.), lub wreszcie 3. uzyskać odpowiednią szerokość przekroju przykładkami, jak przy moście na Lahnie.

### §. 75. Węzeł górny narożny.

W ogólności węzeł górny narożny podobny jest do dolnego, tutaj niema tylko łożysk, zatem wzgląd na łożysko odpada.

Oś prętów, schodzących się w węzle, powinna się przecinać w jednym punkcie narożnika (t. 70. r. 13.), gdyż w przeciwnym razie pas może być narażony na zginanie (t. 70. r. 14.).

Przy kracie wielokrotnej w zastosowaniu powyższej zasady powinny wszystkie ściąga przecinać się w punkcie przecięcia się osi pasu z osią narożnika, lub co najmniej wypadkowa sił działających powinna w ściągnach przechodzić przez ten punkt (t. 70. r. 15.).

Przy pierwszym ustroju zachodzi tu pewna trudność praktyczna z tego powodu, że potrzebne byłyby bardzo wielkie blachy węzłowe. Dlatego, jeżeli narożnik składa się z dwóch słupków, najlepiej zrobić wedle rys. 15. na tabl. 70.

Rys. 3. na tab. 84. przedstawia węzeł górny narożnika mostu na kanale Dunaju w Wiedniu, gdzie oś jednego ściąga przecina się z osią pasu i jednego słupa narożnika, oś zaś drugiego ściąga z osią pasu i drugiego słupa narożnika. Blacha węzłowa jest tu podwójna i obejmuje ściąga. Rys. 6. na tab. 63. przedstawia węzeł górny narożny mostu na Łabie w Miśni, gdzie osie prętów przecinają się w ten sam sposób. Blacha węzłowa leży tu w płaszczyźnie ściągien, z którymi połączona jest przykładkami.

Narożniki budowano także z żelaza lanego: w Austrii były one używane tylko przż belce Schiffkorna (t. 68. r. 7.), w Ameryce częściej, zwłaszcza przy belce Warrena (t. 68. r. 8.).

### §. 76. Obliczenie narożnika.

Narożnik pracuje na ciśnienie, trzeba go więc obliczać na wyboczenie.



Jeżeli krzyżulca łączy się z narożnikiem tylko w jego końcach, to przyjmujemy długość wolną  $l = l_1$ , wysokości narożnika, jeżeli chodzi o wyboczenie w płaszczyźnie belki. W płaszczyźnie zaś prostopadłej do belki, jeżeli jest stężenie u dołu i u góry, to także  $l = l_1$ , jeżeli zaś niema stężenia górną, w takim razie przyjmujemy  $l = 2l_1$ .

Jeżeli narożnik jest podzielony węzłami na kilka części, to w takim razie pojedyncze części pracują rozmaicie. Pomimo tego przyjmujemy dla całego narożnika przekrój stały, liczony ze względu na największe ciśnienie. Długość wolną przyjmujemy w płaszczyźnie belki  $l = l_2$ , (t. 68. r. 9.), zaś w płaszczyźnie prostopadłej do belki, nieco mniejszą niż  $l_1$ , względnie  $2l_1$ , ze względu na zmniejszenie się ciśnienia ku górze. Winkler przyjmuje wtedy

$$l = \frac{n+2}{2n} \cdot l, \quad \dots \dots \dots 53),$$

gdzie „ $n$ “ oznacza liczbę podziału.

### §. 77. Zakończenie belek zbieżnych.

W belkach zbieżnych przecinać się powinny osie pasów w pionowej, przechodzącej przez środek łożyska.

Oba pasy można albo wprost połączyć albo za pomocą niskiego zespołu. Ponieważ zwykle w tym punkcie belki znajduje się poprzecznicą, więc połączenie przedstawia pewne trudności. Z tej przyczyny często daje się belce małą wysokość nad łożyskiem, wtedy jednak belka nie jest zbieżna i należy to w obliczeniu uwzględnić.

Jeżeli belka jest zbieżna, połączenie pasów czyli dziób (n. *Trägerspitze, Trägerschnabel*) może być rozmaity wedle przekrojów pasów belek zbieżnych.

A) Połączenie pasów, składających się tylko z kształtówek.

Połączenie uskuteczniamy wtedy zapomocą płyty, której grubość przyjmujemy równą grubości kształtówek przy przytwierdzeniu jednostronnem, a równą podwójnej grubości kształtówek przy obustronnem (t. 78. r. 4. i 5. t. 84. r. 1.). Zakończenie to używane jest zwykle przy belkach Schwedlera, przyczem często kątówki pasu zakrzywiamy (t. 84. r. 1. t. 78. r. 1. i 3.).



Ilość nitów, potrzebną do przytwierdzenia pasów do płyty da się w tym wypadku, gdy pasy są proste, łatwo obliczyć ze sił, działających w pasach. Jeżeli pas jeden jest zakrzywiony, jak u Schwedlera, to obliczenie jest trudniejsze. Pomijamy je, bo u nas belki Schwedlera nie są w użyciu<sup>1)</sup>.

#### B) Połączenie pasów. o przekroju T lub H.

Jeżeli pasy układają się nietylko z kształtówek, ale i z blach węzłowych, to przy nstroju dzioba chodzi najprzód o połączenie blach stojących, a potem o przeprowadzeniu reszty przekroju pasów.

Co się tyczy połączenia blach węzłowych, to albo przedłużamy aż do łożyska blachę pasu krzywego n. p. przy moście na Brdzie pod Bydgoszczą (t. 91. r. 4.) lub na Aarze pod Bruck (t. 105 r. 5., 6.), a pas poziomy doprowadzamy tylko do pasu ukośnego, albo przeciwnie pas poziomy przechodzi całkowity, a pas ukośny doprowadzamy do pasu poziomego (t. 105 r. 3. i 3a). W obu wypadkach dajemy oprócz tego blachę węzłową pojedynczą lub podwójną.

Nareście możemy zamiast blach stojących dać w dziobie blachę węzłową i połączyć ją z blachami stojącymi za pomocą przykładek jedno lub obustronnych (t. 91. r. 3. i t. 105 r. 4.).

Przy końcu belki daje się taką blachę węzłową nieraz zamiast kraty (t. 104. r. 3.), a to w celu uniknięcia trudności konstrukcyjnych przy przytwierdzeniu kraty z powodu małej wysokości.

Co do przeprowadzenia kątówek i nakładek pasów możliwe są także rozmaite ustroje.

a) Siła z nakładek przenosi się za pomocą kątówek pasowych lub osobnych na płytę węzłową, przyczem czasem w przechodzących nakładkach robi się szczelinę dla przepuszczenia płyty węzłowej (t. 105. r. 2.).

b) Czasem wygina się nakładki pasu krzywego poziomo, aby przeto uzyskać na podporze pewną wysokość dla przytwierdzenia łatwiejszego poprzecznie (t. 105. r. 1.).

c) Opieramy nakładki pasu ukośnego o listwę (t. 91. r. 3.).

---

<sup>1)</sup> Porównaj Haeseler Brückenbau str. 475.



## X. Ciężar belek kratowych.

### §. 78. Ogólne uwagi.

Przy obliczeniu sił wewnętrznych potrzebną jest nam znajomość ciężaru belki. W Podręczniku Teoryi Mostów<sup>1)</sup> podaliśmy wprawdzie wzory przybliżone, ale te nie są dość dokładne.

Gdybyśmy do obliczenia belki użyli wzorów przybliżonych, to otrzymalibyśmy po obliczeniu sił wewnętrznych i przekroi i po wykonaniu projektu mostu dokładny ciężar mostu. Jednak okaże się wtedy zwykle, że ciężar ten nie zgadza się z przyjętym, przyjęliśmy za mały lub za wielki ciężar. Musielibyśmy więc zrobić całe obliczenie drugi raz, poczem otrzymalibyśmy zazwyczaj już dość zgodne wyniki.

Ale ten sposób postępowania wymaga wiele pracy i czasu, dlatego staramy się o dokładniejsze wzory dla ciężaru własnego mostu, aby oszczędzić sobie drugiego liczenia.

Postępujemy więc inaczej:

Zaczynamy obliczenie mostu od pomostu i pokładu, a obliczywszy wymiary, projektujemy je i teraz możemy dokładnie wyznaczyć ich ciężar. Potem przy obliczeniu belek głównych znamy już ciężar; pomostu i pokładu, nieznany jest tylko ciężar belek głównych, dla którego należy więc wzory wstawić. W ten sposób postępując, możemy zrobić dość dokładne założenia co do ciężaru własnego mostu.

Rozróżniamy ciężar teoretyczny od rzeczywistego. Z powodu osłabienia przekroi przez dziury na nity, z powodu zwiększenia przekroi ze względu na wyboczenie, z powodu blach węzłowych, przykładek, ciężaru główek nitów ciężar rzeczywisty jest większy od teoretycznego.

### §. 79. Spółczynnik ustrojowy.

Ażeby z ciężaru teoretycznego otrzymać ciężar rzeczywisty, musimy go pomnożyć przez współczynnik ustrojowy (*n. Konstruktionskoeffizient*). Ten współczynnik jest dla wielkich mostów mniejszy, bo przy wielkich siłach możemy lepiej zastosować przekrój do wymogów teoryi; przeciwnie przy małych mostach względy konstrukcyjne nie pozwalają dać tak małych przekroi, jak tego teoria wymaga.

<sup>1)</sup> część I. t. 1 wyd. II. str. 6.



Możemy więc powiedzieć ogólnie, że im teoretyczny przekrój  $A$  jest mniejszy, tem współczynnik ustrojowy jest większy i na odwrót.

A zatem da on się wyrazić w ten sposób:

$$k = a + \frac{b}{A} \dots \dots \dots 54)$$

Ponieważ jednak przekrój  $A$  jest proporcjonalny do ciężaru na jednostkę długości, możemy więc napisać:

$$k = a + \frac{b_1}{b} \dots \dots \dots 55)$$

gdzie  $a, b, b_1$  są stałymi ilościami,  $g$  ciężarem teoretycznym tej części belki, której ciężaru szukamy.

Winkler podaje następujące wartości  $k$ :

a) Pasy.

belka blaszana . . . . .	$K = 1.4 + \frac{0.005 m}{g'}$	}	. 56)
" równoległa zwykła . . .	$1.3 + \frac{0.055 m}{g'}$		
" " ciągła . . .	$1.3 + \frac{0.060 m}{g'}$		
" wieloboczna zbieżna . . .	$1.3 + \frac{0.023 m}{g'}$		
" paraboliczna niezbieżna . . .	$1.3 + \frac{(0.023 + 0.032 \frac{h_0}{h_1}) m}{g'}$		

We wzorach tych, jakoteż we wzorach, które podamy poniżej, oznacza:

- $g_1, g_2, g_3$  teoretyczny ciężar pasów, kraty i narożników
- $g'$  teoretyczny ciężar belki na jednostkę długości mostu w  $t/m$ .
- $g$  rzeczywisty ciężar całego mostu, belek głównych, pokładu i pomostu na jeden m
- $p$  ciężar zastępczy
- $p'$  ciężar zastępczy
- $q, q'$  całkowity ciężar na jednostkę długości: ( $q = g + p$ ;  $q' = g + p'$ ).
- $m$  ilość belek głównych.
- $a$  odstęp węzłów
- $n$  liczba podziału kraty.



$h_0$  wysokość belki na podporze.  
 $h_1$  „ „ w środku przęsła.

b) Krata ( $n$  krotna)

$$\left. \begin{array}{l} \text{równoramienna} \quad . \quad . \quad . \quad k = 1.6 + \frac{0.009 mn}{g''} \\ \text{prostokątna} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad = 1.6 + \frac{0.015 mn}{g''} \\ \text{złożona} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad = 1.6 + \frac{0.014 mn}{g''} \end{array} \right\} . \quad . \quad . \quad 57)$$

Widzimy z tych wzorów, że im więcej belek przypada na tą samą szerokość mostu, tem większym będzie jego ciężar, bo  $m$  jest w liczniku.

### §. 80. Teoretyczny ciężar.

Teoretyczna ilość materiału belki zwykłej równoległej znaną jest z podręcznika „Teoryi mostów<sup>1)</sup>“.

Jeżeli oznaczymy stosunek ciężaru gatunkowego żelaza  $\gamma$  do natężenia dopuszczalnego  $\tau$  przez  $C = \frac{\gamma}{\tau}$ , to licząc  $\gamma$  w  $t/m^3$  a  $\tau$  w  $t/cm^2$  mamy n. p. dla:

$$\tau = 0.750 \text{ t/cm}^2 = 7500 \text{ t/m}^2, \quad \gamma = 7.8 \text{ t/m}^3, \quad C = \frac{7.8}{7500} = 0.00104.$$

Jeżeli zaś chcemy otrzymać ciężar własny w  $kg/m$ , to pomnożymy  $C$  przez 1000 i otrzymamy dla naszego przykładu  $C=1.04$ . W następnych wzorach więc  $C$  ma wartość zbliżoną do jedności, a ciężary otrzymujemy w  $kg/m$  wstawiając  $q$  w  $t. l$  i  $h$  w  $m$ .

Podajemy tu ciężary teoretyczne dla belki zwykłej równoległej wedle podręcznika „Teoryi Mostów“, dla innych belek wedle Winklera.

#### I. Belka równoległa.

a) P a s y.

$$\left. \begin{array}{l} \text{belka zwykła równoległa} \quad g_1 = \frac{1}{6} C q \frac{l^2}{h} \\ \text{„ ciągła „} \quad \text{„} \quad g_1 = (0.09 g + 0.14 p) C \frac{l^2}{h} \end{array} \right\} . \quad . \quad . \quad 58)$$

<sup>1)</sup> część I. tom I. wyd. II. str. 111 i nast.



b) K r a t a.

belka zwykła równoległa, krata równoram.

$$g_2 = \frac{1}{4} C \left( \frac{a}{h} + \frac{h}{a} \right) \left( g + \frac{7}{6} p' \right) l . . . . .$$

belka zwykła równoległa krata, prostokąt.

$$g_2 = \frac{1}{4} C \left( \frac{a}{h} + 2 \frac{h}{a} \right) \left( g + \frac{7}{8} p' \right) l . . . . . \left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\} . . . 59)$$

belka ciągła równoległa, krata równoramienna

$$g_2 = (0.52 g + 0.69 p') Cl . . . . .$$

belka ciągła równoległa, krata prostokątna

$$g_2 = (0.78 g + 1.04 p') Cl . . . . .$$

c) N a r o ż n i k i.

belka zwykła równoległa, krata równoramienna

$$g_3 = \frac{1}{2} C q' h . . . . .$$

belka zwykła równoległa, krata prostokąt.  $g_3 = C q' h$

belka ciągła równoległa, krata równoramienna

$$g_3 = (0.5 g + 0.55 p') Ch . . . . .$$

belka ciągła równoległa, krata prostokątna

$$g_3 = (g + 1.1 p') Ch . . . . . \left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\} . . . 60)$$

d) Całkowity ciężar belki w przecięciu.

belka zwykła równoległa krata równoramienna

$$g' = \frac{1}{2} Cl \left[ \frac{q}{3} \cdot \frac{l}{h} + (g + 1.31 p) + 1.08 q \frac{h}{l} \right] .$$

belka zwykła równoległa krata prostokąt.

$$g' = \frac{1}{2} Cl \left[ \frac{q}{3} \cdot \frac{l}{h} + (1.5 g + 1.97 p) + 2.16 p \frac{h}{l} \right] \left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\} . . . 61)$$

belka ciągła równoległa, krata równoramienna

$$g' = (1.4 g + 2.23 p) Cl . . . . .$$

belka ciągła równoległa, krata prostokątna

$$g' = (1.74 g + 2.68 p) Cl . . . . .$$



II. Belka paraboliczna zbieżna.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Pasy} \dots\dots\dots g_1 = 0.258 \frac{Cq l^2}{h} \\ \text{Krata równoramienna} \dots\dots\dots g_2 = 0.18 C p' l \\ \text{Krata prostokątna o krzyżulcach gibkich} g_2 = 0.45 C p' l \end{array} \right\} \dots\dots 62)$$

III. Belka paraboliczna niezbieżna.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Pasy} \dots\dots\dots g_1 = \left( 0.268 - 0.1 \sqrt{\frac{h_0}{h_1}} \right) C \cdot \frac{q l^2}{h_1} \\ \text{Krata równoramienna} g_2 = \left\{ 0.5 \sqrt{\frac{h_0}{h_1}} g + \left( 0.26 + \right. \right. \\ \left. \left. + 0.37 \sqrt{\frac{h_0}{h_1}} \right) p' \right\} Cl \dots\dots\dots \\ \text{Krata prostokątna} \dots\dots\dots g_2 = \left\{ 0.69 \sqrt{\frac{h_0}{h_1}} g + \left( 0.45 + \right. \right. \\ \left. \left. + 0.46 \sqrt{\frac{h_0}{h_1}} \right) p' \right\} Cl \dots\dots\dots \\ \text{narożniki} \left\{ \begin{array}{l} \text{krata równoramienna} g_1 = \frac{1}{2} C q^1 h_0 \\ \text{„ prostokątna} \dots\dots g_3 = C q^1 h_0 \end{array} \right. \end{array} \right\} \dots\dots 63)$$

IV. Belka Schwedlera.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Pasy} \dots\dots\dots g_1 = \alpha C q \frac{l^2}{h} \\ \text{Krata} \dots\dots\dots g_2 = (g + 0.63 p) Cl \frac{p}{q} \end{array} \right\} \dots\dots 64)$$

$\alpha$  jest tu zmiennym współczynnikiem, zależnym od stosunku  $\frac{g}{q}$ , i wynosi dla:

$\frac{g}{q} = 0.2$	0.4	0.6	0.8	1.0
$\alpha = 0.21$	0.22	0.23	0.24	0.26

W wyżej podanych wzorach mamy wszędzie po prawej stronie niewiadomą  $q = p + g$ . W praktyce przyjmujemy więc  $g$  wedle ogólnych przybliżonych wzorów, wstawiamy w powyższe wzory i obliczamy ciężar pasów, kraty i narożników.



Ciężar belek głównych da się przedstawić ogólnie wzorem :

$$g' = Cl \left[ (\alpha_1 g + \alpha_2 p) \frac{l}{h} + (\beta_1 g + \beta_2 p) + (\gamma_1 g + \gamma_2 p) \frac{h}{l} \right]$$

Jeżeli oznaczymy ciężar ustroju poprzecznego przez  $g''$ , to  $g = g' + g''$ . Ciężar ustroju poprzecznego możemy dokładnie wyznaczyć przed obliczeniem belek głównych. Wstawivszy tę wartość w powyższy wzór, otrzymamy

$$g' = Cl \frac{A_1 g'' + A_2 p}{1 - A_1 Cl}, \text{ gdzie } A_1 = \alpha_1 \frac{l}{h} + \beta_1 + \gamma_1 \frac{h}{l};$$

$$A_2 = \alpha_2 \frac{l}{h} + \beta_2 + \gamma_2 \frac{h}{l}. \text{ Zatem}$$

wzór ostateczny dla całego ciężaru mostu na metr bieżący będzie :

$$g = g' + g'' = \frac{g'' + Cl A_2 p}{1 - A_1 Cl} \dots \dots \dots 65)$$

### §. 81. Wzory doświadczalne.

Poniżej podajemy dla ciężaru całego mostu, jakoteż i belek głównych, jeszcze rozmaite wzory doświadczalne, a najprzód tablice Seefehlnera, dyrektora warsztatów kolei państwowych w Peszcie<sup>1)</sup>.

Podaje on pewne współczynniki ustrojowe, zebrane na podstawie dat, otrzymanych z obliczenia mostów, wykonanych przez powyższe warsztaty, w porównaniu z ciężarem teoretycznym, a nadto ciężar belek głównych, pokładu, pomostu i ciężar całkowity w kilogramach na metr bieżący mostu. Współczynniki ustrojowe jako zebrane z bardzo licznych dat, wskazane w tabl. I., dadzą się z korzyścią użyć zamiast wzorów Winklera 56) i 57) dla obliczenia ciężaru belek głównych.

<sup>1)</sup> Ogłoszone w „Allgemeine Bauzeitung 1893“.



**Tablica I.**  
Spółczynniki ustrojowe według Seefehnera.

Rodzaj belki	pomost	Mosty kolejowe			Mosty drogowe		
		główne	drugorzęd.	wąskotorowe	I. klasy	III. klasy	kładki
paraboliczna niezbieżna*)	górá	—	—	—	—	—	—
	wgłę- biony lub	1	1	1	1.7—0.0015 l	—	—
	dołem	0.80+0.0015 l	0.70+0.0020 l	0.60+0.0010 l	1.7—0.0015 l	1.7—0.0010 l	1.7—0.0005 l
równole- gła o kra- cie równo- ramiennej	górá	1	1	1	1.8—0.0015 l	1.8—0.0010 l	1.8—0.0005 l
	wgłę- biony lub	1	1	1	1.65—0.0015 l	1.65—0.0015 l	1.65—0.0005 l
	dołem	0.60+0.0015 l	0.50+0.0015 l	0.50+0.0010 l	1.8—0.0015 l	1.8—0.0010 l	1.8—0.0005 l
równole- gła o kra- cie prostokątnej	górá	1	1	1	1.90—0.0020 l	1.90—0.0020 l	1.90—0.0010 l
	wgłę- biony lub	1	1	1	1.8—0.0020 l	1.8—0.0015 l	1.8—0.0010 l
	dołem	0.60+0.0010 l	0.50+0.0010 l	0.45+0.0010 l	1.8—0.0020 l	1.8—0.0015 l	1.8—0.0010 l
blaszana	górá	1	1	1	2.00—0.0020 l	2.2—0.0020 l	2.4—0.0020 l
	wgłę- biony lub	1	1	1	2.00—0.0025 l	2.2—0.0025 l	2.4—0.0025 l
	dołem	0.50+0.0010 l	0.45+0.0010 l	0.40+0.0010 l	2.00—0.0025 l	2.2—0.0025 l	2.4—0.0025 l

\*) Dla innych belek wielobocznych można użyć w przybliżeniu tych samych współczynników.



T a b l i c a II.  
Seefehlner: Ciężar rzeczywisty mostu dla kolei w kg/m bież.

Rodzaj belki	wyszczególnienie	p o m o s t g ó r a				p o m o s t d o ł e m l u b w g ł ę b i o n y				Waga P				
		głów-nych	drugo-rzędnych 80%	drugo-rzędnych 60%	wąskotorowych s=1m	s=0.75m	głów-nych	drugo-rzędnych 80%	drugo-rzędnych 60%		wąskotorowych s=0.75m			
											s=1m	s=0.75m		
paraboliczna l=15 do 150 m	b. główna						311	281	221	161	121			
	pokład						51+500	41+450	31+300	21+250	200	200	$h = \frac{1}{8}$	
	pomost						370	370	300	260	200		$\tau = 0.8$	
	całkowity						861+870	321+820	251+600	181+510	121+400			
równoległa o kracie równo-ramiennej l=12 do 80 m	b. główna	291	261	181	141	111	331	301	221	171	131			
	pokład	300	300	250	200	160	31+500	31+400	21+300	21+250	200	200	$h = \frac{1}{10}$	
	pomost	380	380	340	280	240	370	370	300	260	200		$\tau = 0.8$	
	całkowity	291+680	261+680	181+590	141+480	111+400	361+870	331+770	241+600	191+510	131+400			
równoległa o kracie prostokątnej l=12 do 100 m	b. główna	311	281	211	151	121	351	321	241	171	151			
	pokład	300	300	250	200	160	31+500	31+400	21+300	21+250	180	200	$h = \frac{1}{10}$	
	pomost	380	380	340	280	240	370	370	300	260	200		$\tau = 0.8$	
	całkowity	311+680	281+680	211+590	151+480	121+400	381+870	351+770	261+600	191+510	151+380			



Rodzaj belki	wyszczególnienie	pomost górną				pomost dołem lub wygłębiony				D waga		
		głównych	drugorzędnych 80%	wąskotorowych		głównych	drugorzędnych 80%	drugorzędnych 60%	wąskotorowych			
				s=1m	s=0.75m				s=1m		s=0.75m	
blaszana l=2 do 12 m	b. główna	54l	44l	34l	26l	20l	55l	45l	36l	27l	22l	$\frac{h}{l} = \frac{1}{10}$ $\tau = 0.8$
	pokład	120	120	100	80	60	45l	42l	34l	24l	19l	
	pomost	320	380	340	280	240	370	370	300	260	200	
	całkowity	54l+500	44l+500	34l+440	26l+360	20l+300	1.0l+370	87l+370	70l+300	51l+260	41l+200	
ciągła równoległa o kracie równoramien. l=12 do 100 m	b. główna	27l	24l	19l	13l	11l	29l	26l	20l	14l	12l	$\frac{h}{l} = \frac{1}{10}$ $\tau = 0.8$
	pokład	300	300	250	200	160	3l+500	3l+400	2l+300	2l+250	200	
	pomost	380	380	340	280	240	370	370	300	260	200	
	całkowity	27l+680	24l+680	19l+590	12l+480	11l+400	32l+870	29l+	22l+600	16l+510	12l+400	
ciągła równoległa o kracie prostokątnej l=12 do 100 m	b. główna	29l	26l	20l	14l	11l	32l	29l	22l	16l	13l	$\frac{h}{l} = \frac{1}{10}$ $\tau = 0.8$
	pokład	300	300	250	200	160	3l+500	3l+400	2l+300	2l+250	200	
	pomost	380	380	340	280	240	370	370	300	260	200	
	całkowity	29l+680	26l+680	20l+590	14l+480	11l+400	35l+870	32l+770	24l+600	18l+510	13l+400	



T a b l i c a III.

Seefehlner : Ciężar mostu drogowego w  $kg/m^2$   $\tau=0.95 t/cm^2$ .

Rodzaj belki	Wyszczególnienie	Pomost dołem lub wygłębiony				Wysokość
		I klasa	II klasa	III klasa	kładki	
belka parabol. niezbieżna	belki główne	4.00l	3.20l	2.56l	2.88l	$h=\frac{1}{8}l$
	pokład	150	100	80	80	
	pomost	230	230	130	170	
	ciężar całkowity	4.00l + 380	3.20l + 330	2.56l + 210	2.88l + 250	
belka równoległa o kracie równoramiennej	belki główne	4.80l	3.52l	2.88l	2.88l	$h=\frac{1}{10}l$
	pokład	150	100	80	80	
	pomost	230	230	230	170	
	ciężar całkowity	4.80l + 380	3.52l + 330	2.88l + 310	2.88l + 250	
belka równoległa o kracie prostokątnej	belki główne	4.96l	4.16l	3.20l	2.88l	$h=\frac{1}{10}l$
	pokład	150	100	80	80	
	pomost	230	230	230	170	
	ciężar całkowity	4.96l + 380	4.16l + 330	3.20l + 310	2.88l + 250	
belka blaszana	belki główne	8.00l	6.40l	5.20l	2.88l	$h=\frac{1}{10}l$
	pokład	80	80	60	80	
	pomost	230	230	230	170	
	ciężar całkowity	8.00l + 310	6.40l + 310	5.20l + 290	2.88l + 250	

Dla mostów drogowych podaje Cecerle wzór na ciężar belek głównych:

$$g_1 = \frac{n(g_0 + p)}{100} \dots \dots \dots 66)$$

gdzie  $g_0$  oznacza ciężar pomostu,  $p$  ciężar ruchomy. Spółczynnik  $n$  jest zmienny i zależy od rozpiętości i nateżenia dopuszczalnego.



T a b l i c a IV.  
dla współczynnika  $n$  wzoru Cecerlego.

$\tau$	$l=15$	20	30	40	50	60	70	80	90	100
700	8.9	11.1	15.8	20.7	26.1	32.1	38.5	45.6	53.5	62.2
800	7.7	9.6	13.5	17.7	22.2	27.0	32.2	37.9	44.0	50.7
900	6.8	8.4	11.8	15.4	19.2	23.2	27.7	32.4	37.4	42.7
1000	6.1	7.5	10.5	13.6	17.0	20.5	24.3	28.3	32.4	37.0

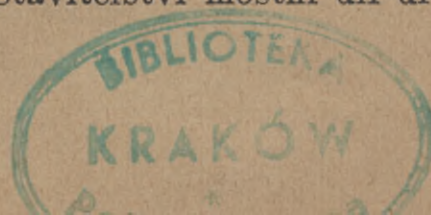
U w a g a : Współczynniki te ważne są dla belek równoległych, dla wielobocznych należy przyjąć 5 do 10% mniejsze.

Velflik podaje następującą tablicę ciężarów obu belek głównych w  $kg/m$  mostów kolejowych, obliczonych wedle rozporządzenia aust. min. z r. 1887<sup>1)</sup>.

T a b l i c a V.  
Mosty kolejowe w  $kg/m$ .

$l$	maxim	średnio	minim.	$l$	maxim.	średnio	minim.
15	1160	826	495	26	1270	973	800
16	1170	844	517	27	1280	982	828
17	1180	862	539	28	1290	992	856
18	1190	880	564	29	1300	1101	884
19	1200	898	592	30	1310	1110	912
20	1210	916	620	32	1330	1144	960
21	1220	925	650	34	1350	1188	1000
22	1230	935	680	36	1368	1222	1040
23	1240	944	710	38	1401	1256	1084
24	1250	954	740	40	1430	1285	1140
25	1260	963	770	42	1464	1322	1196

<sup>1)</sup> por. Velflik. Stavitelstvi mostni dil druhy str. 21.





# SPIS RZECZY.

Wstęp . . . . .	Str. 1
-----------------	-----------

## A. Belki kratowe.

§. 1. Porównanie mostów kratowych i blaszanych . . . . .	2
--	---

### I. Rodzaje belek ze względu na kształt pasów.

§. 2. Belki równoległe . . . . .	2
§. 3. Ilość i wielkość przeseł belki ciągłej . . . . .	6
§. 4. Belki ciągle przegubowe . . . . .	7
§. 5. Belka trapezowa . . . . .	8
§. 6. Belka paraboliczna zbieżna . . . . .	8
§. 7. Belka Paulego i Szwedlera . . . . .	10
§. 8. Belka niezbieżna paraboliczna, eliptyczna i sierpowa . . . . .	11
§. 9. Belki ciągle wieloboczne zwykłe i wspornikowe . . . . .	12
§. 10. Belki wspornikowe trzypasowe . . . . .	15
§. 11. Belka prosta z wklęsłym pasem dolnym . . . . .	16
§. 12. Belki wieloboczne w ogólności . . . . .	17
§. 13. Wyginanie belek w górę . . . . .	17
§. 14. Wysokość belki . . . . .	18
§. 15. Używanie stali do budowy mostów . . . . .	20

### II. Rodzaje belek ze względu na kratę.

§. 16. Odstęp krzyżulców i nachylenie . . . . .	22
§. 17. Gęstość kraty . . . . .	22
§. 18. Nachylenie krzyżulców . . . . .	23
§. 19. Krata gęsta . . . . .	25
§. 20. Krata rzadka równoramienna . . . . .	26
§. 21. Krata bardzo rzadka równoramienna . . . . .	26
§. 22. Krata pojedyncza równoramienna . . . . .	27
§. 23. Krata prostokątna . . . . .	27
§. 24. Podwójne przekątne gibkie . . . . .	28
§. 25. Belka Riedera . . . . .	30
§. 26. Belka Hove'a . . . . .	30



§. 27. Wartość belek Ridera i Hove'a . . . . .	31
§. 28. Wpływ ciepła na mosty kratowe . . . . .	32

### III. Ustrój pasów.

§. 29. Wytrzymałość pasów . . . . .	33
§. 30. Zasady ustroju pasów . . . . .	37
§. 31. Pasy ciągnione . . . . .	38
§. 32. Pas teowy . . . . .	39
§. 33. Przekrój krzyżowy . . . . .	40
§. 34. Pas ijowy i piątrowy . . . . .	41
§. 35. Pasy teowe podwójne wielokrotne . . . . .	41
§. 36. Pasy w kształcie podwójnej litery U i H . . . . .	43
§. 37. Pasy ciśnione . . . . .	44
§. 38. Pasy z żelaza lanego . . . . .	44
§. 39. Wybór kształtu pasu . . . . .	45

### IV. Ustrój krzyżuleców.

§. 40. Zasady ustroju . . . . .	45
§. 41. Krzyżulce z żelaza okrągłego i płaskiego . . . . .	46
§. 42. Przekroje L. T. U. zoresówki . . . . .	47
§. 43. Przekrój krzyżowy . . . . .	48
§. 44. Przekrój rurowy i skrzynkowy . . . . .	49
§. 45. Połączenie podłużne krzyżuleców . . . . .	49
§. 46. Przekrój I . . . . .	50
§. 47. Krzyżulce kratowe . . . . .	50
§. 48. Ustrój kraty w miejscu zmiany znaku nateżeń . . . . .	52
§. 49. Zastrzały z żelaza lanego . . . . .	53

### V. Obliczenie krzyżuleców.

§. 50. Obliczenie przekroju . . . . .	53
§. 51. Nateżenia drugorzędne . . . . .	54
§. 52. Wytrzymałość na wyboczenie . . . . .	55

### VI. Połączenie pasów z krzyżulecami.

§. 53. Sposoby połączenia . . . . .	58
§. 54. Położenie punktów przecięcia się krzyżuleców . . . . .	61
§. 55. Zasady połączenia krzyżuleców nitami . . . . .	61
§. 56. Przytwierdzenie do kątówek . . . . .	64
§. 57. Utwierdzenie do blach stojących . . . . .	64
§. 58. Przytwierdzenie do blach węzłowych . . . . .	65
§. 59. Porównanie różnych sposobów utwierdzenia krzyżuleców . . . . .	66
§. 60. Połączenia przegibne . . . . .	67
§. 61. Niezwykłe połączenia pasów . . . . .	68



**VII. Połączenia pasów.**

§. 62. Nitowanie pasów . . . . .	69
§. 63. Wyznaczenie długości pojedynczych części pasów . . . . .	71
§. 64. Krycie zetknięć w pasie . . . . .	71
§. 65. Rozdział zetknięć . . . . .	73
§. 66. Przeguby w belkach ciągłych . . . . .	74

**VIII. Połączenia w kracie.**

§. 67. Zetknięcia w krzyżulcach . . . . .	76
§. 68. Połączenie krzyżujących się krzyżulców . . . . .	76
§. 69. Przycinanie się krzyżulców . . . . .	77
§. 70. Pasy środkowe . . . . .	78

**IX. Zakończenie belek głównych.**

§. 71. Ogólne urządzenie narożników . . . . .	78
§. 72. Narożniki na filarach średnich . . . . .	80
§. 73. Przekroje narożników . . . . .	81
§. 74. Węzeł dolny narożny . . . . .	82
§. 75. Węzeł górny narożny . . . . .	83
§. 76. Obliczenie narożnika . . . . .	83
§. 77. Zakończenie belek zbieżnych . . . . .	84

**X. Ciężar belek kratowych.**

§. 78. Ogólne uwagi . . . . .	86
§. 79. Spółczynnik ustrojowy . . . . .	86
§. 80. Tedretyczny ciężar . . . . .	88
§. 81. Wzory doświadczalne . . . . .	91

---



















Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000297752