Inż. P. WĘDZIAGOLSKI.

MOSTY WOJENNE

II A.

OBLICZANIE MOSTÓW TYMCZASOWYCH.

::: WARSZAWA — 1920 :::
GŁÓWNA KSIĘGARNIA WOJSKOWA

Dozwolone do użytku przez Wiceministra Spraw Wojsk. dnia 22 listopada 1919 r. za № 1404 Dep. I Wk.

ZAKŁADY GRAFICZNO-WYDAWNICZE „KSIĄŻKA"
Warszawa — ul. Moniuszki 11. — Telefon 190-93.

PRZEDMOWA.

Podręcznik mostów tymczasowych ma za zadanie wskazać w elementarnym zarysie, jak należy obliczać tymczasowe mosty wojskowe.

Ma on służyć oficerom i technikom wojskowym w tych wypadkach, kiedy musieliby zbudować most samodzielnie, z obliczeniem składowych jego części. Chociaż we wszystkich armjach istniały tablice, dające możność szybkiego zaprojektowania mostu, bez wykonywania przez projektującego jego obliczeń, to jednak nawet posługiwanie się takiemi tablicami wymaga pewnego całokształtu pojęć o mostach i o zasadach wytrzymałości materjałów. Otóż głównie temu zadaniu ma służyć niniejszy podręcznik. Wojskowy most tymczasowy buduje się często nietylko bez obliczeń, ale nawet bez posługiwania się jakiemikolwiek tablicami, t. j. poprostu na oko. Otóż w takich wypadkach znajomość najelementarniejszych zasad teorji mostu wyświadcza wielką usługę budującemu, gdyż wytwarza ona pewne intuicyjne wyczuwanie pracy składowych części mostu, a tem samem i jego mocy. Strona opisowa została uwzględniona przez znaczną ilość rysunków, gdyż dla technika rysunek powinien mówić więcej, niż kilkanaście wierszy objaśnienia.

Podręcznik składa się z dwóch części. Część pierwsza przypomina pewne minimum wiadomości z teorji wytrzymałości materjałów, niezbędne dla świadomego rozwiązywania zadań z dziedziny budowy mostu.

§ 19 ostatni części pierwszej jest poświęcony kwestjom: reakcji podpór belki leżajowej, siłom poprzecznym i momentom zginającym. Narazie mogłoby się to wydać dziwnem, dlaczego nie umieszczono tego § przed § 11, t. j. przed zginaniem. Zrobiono to jednak świadcmie, przedewszystkiem, żeby uwypuklić znaczenie wzoru:

$$\tau = \frac{M}{W}$$

i powtóre, ażeby podkreślić konieczność zaznajomienia się z momentem zginającym i jego odnajdywaniem, to zaś pociągnie za sobą potrzebę znajomości sił poprzecznych i reakcyj podpór.

Druga część jest poświęcona opisowi i zarysowi teorji mostów trzech kategoryj leżajowych, rozporowych i wieszarowych. Dla ułatwienia przyswajania materjału podano sporo zadań, wraz z ich rozwiązaniem.

Warszawa, 20 sierpnia 1919 roku.

P. WĘDZIAGOLSKI.

ROZDZIAŁ I.

CIAŁA ODKSZTAŁCALNE.

Mechanika ciał sztywnych zajmuje się odnajdywaniem stosunków, jakie zachodzą pomiędzy siłami zewnętrznemi, działającemi na dane ciała, tudzież określeniem ruchów tych ciał pod wpływem powyższych sił. Badania te jednakże dają wyniki tylko mniej lub więcej zgodne z istotnym stanem rzeczy, gdyż w rzeczywistości wcale nie spotykamy ciał zupełnie sztywnych. Zazwyczaj bowiem, pod wpływem sił zewnętrznych, poszczególne punkty każdego ciała ulegają pewnym wzajemnym przesunięciom, tak, że ciało zmienia się zarówno co do kształtu zewnętrznego, jak i co do objętości. § 1.

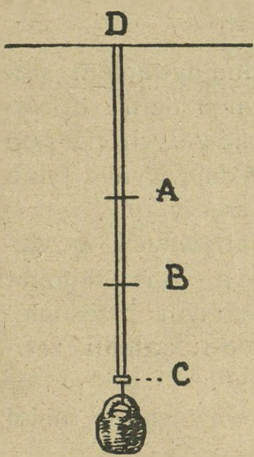
Takiemu odkształceniu przeciwdziałają siły wewnętrzne, mniej lub więcej znaczne.

Zamiast pojęcia ciała sztywnego, teorja wytrzymałości materjałów wprowadza pojęcia ciała stałego. Ciałami stałemi nazywamy takie ciała, w których siły wewnętrzne stawiają pewien, nieraz bardzo znaczny opór wszelkiemu przesuwaniu wzajemnemu poszczególnych punktów danego ciała niezależnie od tego, czy zachodzi zbliżanie, czy też oddalanie się tych punktów.

Każde ciało stałe pod działaniem sił zewnętrznych zmienia swój kształt i objętość, przyczem zmiany te zależne są zarówno od własności ciała, jak i od sił zewnętrznych. § 2.

Jeżeli po ustaniu działania siły ciało powraca do swej pierwotnej formy, to takie ciało nazywamy doskonale sprężystem. W praktyce doskonałą sprężystość spotykamy o tyle tylko, o ile działające siły są stosunkowo małe; pod wpływem sił większych, wszystkie ciała w rzeczywistości są niezupełnie sprężyste. Pomimo to, w granicach, w jakich materjał bywa obciążany w budownictwie, można bez wszelkiej pomyłki wszystkie ważniejsze materjały budowlane w stanie normalnym uważać za doskonale sprężyste. Niesprężystemi są te ciała, które raz nadaną im pod działaniem sił zewnętrznych postać, nawet po zupełnem usunięciu tych sił, zatrzymują na stałe, jak naprzykład rozgrzane do białości żelazo. Jeżeli weźmiemy ciało doskonale sprężyste, to zadanie nasze polegać będzie na oznaczeniu takich wymiarów ciała, aby siły, działające na nie, wywoływały odkształcenia, nie przekraczające granic, uznanych drogą doświadczenia za bezpieczne.

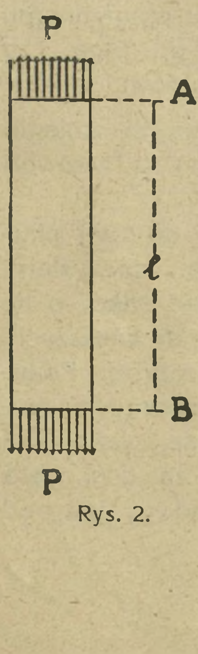
§ 3. Przypuśćmy, że mamy pręt, i że wzdłuż osi pręta działają dwie siły tak, że wydłużają go; w danym razie pręt podlega ciągnieniu. Jeżeli pod działaniem sił zewnętrznych, działających wzdłuż osi pręta, zachodzi jego skrócenie, mamy do czynienia ze ściskaniem.



Rys. 1.

Pręt długi, poddany ściskaniu, najpierw ściska się i skraca, następnie wygina się, najbardziej pośrodku, ostatecznie zaś, o ile siły zewnętrzne przekroczą pewną granicę, złamie się.

Wyobraźmy sobie, że mamy pręt o przekroju okrągłym, średnicy D, umocowany u góry i obciążony z dołu jakąkolwiek siłą oprócz ciężaru własnego. Wytnijmy z tego pręta myślowo odcinek AB i rozważmy, pod działaniem jakich sił on się znajduje. Widocznie w przekroju A działa jakaś siła równomiernie rozłożona po całej powierzchni przekroju; niech jej wielkość równa się P, i skierowaną będzie do góry. W przekroju B działa ta sama siła, równomiernie rozłożona po powierzchni przekroju, i skierowana do dołu. Musi tak być dlatego, że przecież nasz wałek AB znajduje się w spokoju i w równowadze z resztą części pręta. Nazwijmy przestrzeń między temi dwiema częściami A i B przed obciążeniem pręta przez l. Oczywiście, że po obciążeniu pręta długość między przekrojami będzie inna.



Rys. 2.

Oznaczmy wydłużenie wyciętego wałka przez λ; nowa długość wyniesie wtedy $l + \lambda$.

Oczywiście, że średnica pręta się zmniejszy. Zmniejszenie średnicy oznaczmy przez δ, nowa średnica wyniesie wtedy $d - \delta$.

Przy pozostałych warunkach jednakowych, wydłużenie naszego odcinka λ — zależy od wielkości l, t. j. im większe będzie l, tem większe i λ. Jeżeli weźmiemy stosunek $\frac{\lambda}{l}$, to otrzymamy tak zwane wydłużenie względne, czyli rozciągnięcie jednostkowe, t. j. wydłużenie 1 cm. bieżącego pod działaniem siły P. Zwężenia średnicy pod uwagę brać nie będziemy, bo ma ona bardzo mały wpływ przy rozwiązywaniu praktycznych zadań, i w przyszłości będziemy średnicę pręta uważać za niezmienną.

Siłę, rozłożoną po powierzchni przekrojów, w naszym przypadku nazywamy siłą rozciągającą. Jeżeli P podzielimy na płaszczyznę przekroju $F = \frac{\pi d^2}{4}$, to iloczyn $\frac{P}{F}$ nazywa się natężeniem ciągnącem materjału w danym odcinku pręta i oznacza się literą τ, $\tau = \frac{P}{F}$.

Jeżeli P wyrażone jest w kg., a F w centym. kw., to $\tau = \frac{P}{F}$ kg/cm².

Naprzykład: pręt o przekroju 25 cm² poddany jest sile rozciągającej 100 kg.: natężenie ciągnące wyniesie wówczas $\frac{100}{25} = 4$ kg/cm².

Jeżeli obciążenie naszego pręta było nieduże, to po usunięciu obciążenia pręt i jego odcinek AB powrócą do poprzedniej długości, odcinek AB znowu będzie długości l.

Ale jeżeli obciążenie zaczniemy zwiększać, to nastąpi taki moment, że odcinek AB i cały pręt nie wrócą już do swej pierwotnej długości, a zostaną wydłużone nawet po usunięciu siły rozciągającej.

Jeżeli jeszcze zwiększymy obciążenie, to nastąpi rozerwanie się pręta. Otóż w budownictwie tylko takie obciążenie materjałów jest dopuszczalne, które nie wywołuje stałych zmian, t. j. po usunięciu którego materjał przyjmuje pierwotną formę. Takie natężenia, które nie wywołują stałych odkształceń, nazywają się dopuszczalnemi natężeniami.

Dla drzewa dopuszczalne natężenie wynosi około 100 kg. na cm². Ścisła cyfra waha się w zależności od gatunku drzewa.

Dobrze jest też znać natężenia, przy których następuje zniszczenie materjału: dla drzewa natężenie ciągnące, przy którem następuje rozerwanie materjału, wynosi koło 600 kg. na cm².

W każdym przekroju pręta natężenie materjału będzie inne, dla następujących powodów: sam pręt ma pewien ciężar: w przekroju B działa siła $P +$ ciężar kawałka pręta CB, w przekroju A działa siła $P +$ ciężar kawałka pręta AC (rys. 1). Oczywiście, że największe natężenie będzie w przekroju D, gdzie działa siła $P +$ ciężar całego pręta, czyli że najniebezpieczniejszem miejscem, miejscem około którego musi nastąpić rozerwanie się w razie odpowiedniej wielkości siły P, będzie początek pręta, naturalnie, o ile materjał jest wszędzie zupełnie jednolity.

§ 4. Zrobimy parę zadań na zastosowenie przytoczonych tutaj wzorów, celem ich wyjaśnienia.

Zadanie 1-e. Pręt żelazny, długości 3 metrów, o przekroju okrągłym średnicy 2,5 cm., jest przytwierdzony jednym końcem, za drugi wolny koniec zaczepiony jest ciężar wielkości 1-ej tonny. Sprawdzić, czy pręt jest zabezpieczony, t. j., czy nie grozi rozerwanie się pręta. Natężenie dopuszczalne dla żelaza wynosi 1000 kg/cm^2.

Na pręt, oprócz rozciągającej siły 1000 kg., działa jeszcze ciężar własny pręta. Najniebezpieczniejszym przekrojem będzie przekrój przytwierdzonego końca, gdyż w tym przekroju będzie działała największa siła rozciągająca, mianowicie obciążenie 1000 kg. $+$ ciężar własny pręta. Musimy obliczyć, ile będzie ważyć nasz pręt żelazny. Pręt nasz jest wałkiem o średnicy 2,5 cm. i wysokości 3 metrów.

Objętość jego wyniesie $V = \frac{\pi \,.\, 2{,}5^2}{4} \times 300$ cm^3 czyli $V = 4{,}9 \,.\, 300 = 1470$ cm^3.

Przyjmując ciężar gatunkowy żelaza równym 7,8, otrzymamy, że G — ciężar pręta wyniesie: $G = 1470 \times 7{,}8 = 11466$ gr. czyli 11,46 kg.

Weźmiemy dla równego rachunku $Q = 11{,}5$ kg. czyli, że w miejscu przytwierdzenia pręta w przekroju D działa siła rozciągająca, równa 1011,5 kg.

Zobaczymy, jakie będzie natężenie materjału, t. j. jaka siła działa na 1 cm^2 przekroju przytwierdzenia pręta.

Płaszczyzna przekroju wynosi: $\frac{\pi \,.\, 2{,}5^2}{4} = 4{,}9$ cm^2.

Według wzoru otrzymujemy, że natężenie

$$\tau = \frac{1011{,}5}{4{,}9} \neq 206 \text{ kg/cm}^2.$$

Dla żelaza dopuszczalnem jest natężenie koło 1000 kg/cm^2: wobec tego uważamy, że pręt nasz jest zupełnie zabezpieczony od rozerwania.

Jeżelibyśmy chcieli dowiedzieć się, jakie obciążenie może udźwignąć nasz pręt, bezpiecznie t. j. w granicach sprężystości, musielibyśmy przekrój poprzeczny 4,9 cm^2 pomnożyć przez 1000 kg., co da nam 4900 kg. Wobec ciężaru samego pręta 11,5 kg., możemy powiedzieć, że pręt nasz może udźwignąć bezpiecznie 4888,5 kg.

Zadanie 2-gie.

Jakiej długości musi być pręt żelazny o średnicy 1 cm., żeby, przytwierdzony jednym końcem, urwał się pod wpływem własnego ciężaru.

Oczywiście, że na pręt nasz będzie działać jego własny ciężar. Oznaczmy szukaną długość przez X cm., wtedy objętość pręta wyniesie $V = \frac{\pi d^2}{4}. X$ cm^3, a wobec tego, że

$\frac{\pi d^2}{4} = 0{,}78$; $V = 0{,}78\, X$, cm^3 ciężar pręta G wyniesie

$$G = V.\ 7{,}8 = 0{,}78\ X.\ 7{,}8 = 6{,}08\ X \text{ gr.}$$

Natężenie żelaza prętowego, przy którem następuje rozerwanie, wynosi 10000 kg/cm^2, czyli, że wobec przekroju naszego pręta 0,78 cm^2, siła rozrywająca pręt wyniesie $10000 \times 0{,}78 = 7800$ kg. Ta siła musi się równać ciężarowi samego pręta $G = 6{,}08\ X$, czyli $6{,}08\ X = 7800000$. $X = \frac{7{,}800.000}{6{,}08}$ cm., skąd

$$X = 1300000 \text{ cm., czyli } = X = 13000 \text{ metrów.}$$

Kończąc dział o rozciąganiu, musimy zaznaczyć, że w granicach sprężystości materjału ma miejsce następujące prawo, stwierdzone ogromną ilością prób.

Wydłużenie jednostkowe $\frac{\lambda}{l}$ w rozciąganym pręcie jest proporcjonalne do siły rozciągającej i odwrotnie proporcjonalne do płaszczyzny przekroju rozciąganego pręta. Matematycznie prawo to wyraża się tak: $\frac{\lambda}{l} = \frac{1}{E} \cdot \frac{P}{F}$, gdzie P — siła rozciągająca, F — płaszczyzna przekroju pręta a E jest spółczynnikiem, zależnym od gatunku materjału, który nosi miano spółczynnika sprężystości i ma wymiar w kg/cm^2 (dla żelaza $E = 2{,}000.000$ kg/cm^2). Prawo to nosi miano prawa Hooka (wymawia się Huka). — Inaczej mówiąc, wydłużenia jednostkowe jednego i tego samego materjału przy jednym i tym samym przekroju są proporcjonalne do działających sił. Łatwo to otrzymamy z poprzedniego wzoru.

Wydłużenie pręta pod działaniem siły P oznaczmy przez λ, wydłużenie pod działaniem siły P_1 oznaczmy przez λ_1; na zasadzie uprzedniego wzoru mamy: $\frac{\lambda}{l} = \frac{1}{E} \cdot \frac{P}{F}$; $\frac{\lambda_1}{l} = \frac{1}{E} \cdot \frac{P_1}{F}$, dzieląc jedno równanie przez drugie otrzymujemy $\left(\frac{\lambda}{l}\right) : \left(\frac{\lambda_1}{l}\right) = P : P_1$, co właśnie wyraża nasze twierdzenie. Nietylko wydłużenia jednostkowe, ale i same wydłużenia w jednym i tym samym pręcie są proporcjonalne do sił działających; z ostatniego wzoru mamy $\lambda : \lambda_1 = P : P_1$.

ŚCISKANIE.

§ 5. Przypuśćmy, że mamy prosty walcowy pręt o długości l i o średnicy d; w obu końcowych przekrojach poprzecznych pręta są równomiernie rozłożone siły cisnące P, działające w kierunku do siebie (p. rys. 3).

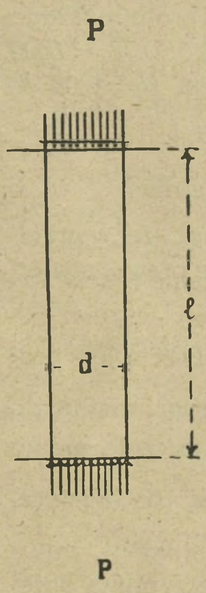


Fig. 3.

Pod działaniem tych sił, pręt skraca się o λ i jednocześnie zwiększa swoją średnicę o δ, czyli, że nowa długość wyniesie $l - \lambda$, a nowa średnica $d + \delta$. Jeżeli siłę cisnącą P podzielimy na przekrój pręta F, (teoretycznie biorąc, na nowy przekrój, równy $\frac{\pi (d + \delta)^2}{4}$, a praktycznie na stary $F = \frac{\pi d^2}{4}$, bo δ jest tak nieznaczny, że między starym i nowym przekrojem jest bardzo mała różnica), to $\tau = \frac{P}{F}$ da nam cisnące natężenie materjału.

Widzimy, że zjawiska rozciągania i ściskania są do siebie podobne, a wzory natężeń wewnętrznych są jednakowe.

I tu, jak w rozciąganiu, ma miejsce zjawisko idealnej spężystości, t. j. przy niedużych siłach, po usunięciu ich, ciało powraca do swej poprzedniej wielkości, przy siłach, zaś przekraczających pewną granicę, dla każdego materjału inną, ciało nie powraca do swej poprzedniej długości, lecz zostaje nieco skrócone. Przy działaniu jeszcze większych sił następuje: albo, przy większych długościach, wyboczenie pręta, albo zniszczenie materjału.

Wytrzymałość żelaza na rozciąganie jest prawie równą wytrzymałości na ściskanie, dla żelaza zaś lanego i dla odlewów stalowych wytrzymałość na ściskanie jest znacznie wyższa, niż na rozciąganie. § 6.

Dla drzewa odwrotnie, wytrzymałość na rozciąganie jest znacznie większa, aniżeli na ściskanie.

Wytrzymałość materjałów nie jest czemś stałem nawet dla jednego i tego samego materjału, dotyczy to zarówno ściskania, jak i rozciągania.

Drzewo np. przy ściskaniu go wzdłuż włókien, może wytrzymywać do 300 kg/cm^2; po przekroczeniu tej granicy zaczyna się już zniszczenie materjału. Drzewo zaś przy ściskaniu go w poprzek włókien, może wytrzymać tylko 40 kg. (na centymetr kwadratowy).

To też w tablicach, podających wytrzymałość materjałów lub dopuszczalne natężenia, należy zawsze zwracać uwagę na tę okoliczność. Widzieliśmy na przykładzie, że żelazo prętowe przy rozciąganiu może wytrzymać 10000 kg. na cm^2, przy większem obciążeniu następuje rozerwanie się. Nazwijmy to natężenie, przy którem następuje rozerwanie — natężeniem krytycznem. Natężenie zaś dopuszczalne przy rozciąganiu, wynosi 1000 kg/cm^2, czyli, że natężenie dopuszczalne równa się natężeniu krytycznemu pomnożonemu przez $\frac{1}{10}$.

We wszystkich wypadkach natężenie dopuszczalne równa się natężeniu krytycznemu, pomnożonemu przez pewien współczynnik, zawsze mniejszy od 1, który nazywa się współczynnikiem pewności.

Waha się on zawsze między $\frac{1}{3}$ i $\frac{1}{10}$.

Tak np., dla drzewa natężenie krytyczne przy rozciąganiu wynosi 600 kg., dopuszczalne —100 kg., czyli że współczynnik pewności wynosi 1/6.

Przy ciśnieniu wzdłuż włókien natężenie krytyczne dla drzewa wynosi koło 300 kg., dopuszczalne — koło 80 kg., czyli spółczynnik pewności równa się koło 1/4.

Ciśnienie na pręt, stojący na poziomej płaszczyznie i obciążony z góry siłą P, w różnych przekrojach będzie różne.

Oczywiście, że największe ciśnienie będzie u samego spodu, gdzie działa siła $P+$ ciężar całego pręta.

Dla małych prętów ten własny ciężar nie ma większego znaczenia, ale dla kolumn i słupów, które w istocie są tak samo prętami, ma on wielkie znaczenie.

§ 7. Przerobimy kilka zadań na ściskanie materjału.

Zadanie 1-e. Wyznaczyć, jakie obciążenie może bezpiecznie udźwignąć kolumna z cegły, wysokości 8 metrów, jeśli średnica jej równa się 1 m. i jeśli wiadomo, że natężenie dopuszczalne przy ściskaniu dla muru z cegły wynosi 6 kg. na cm^2.

Największe ciśnienie będzie u spodu kolumny. Płaszczyzna przekroju wynosći:

$$S = \frac{\pi \cdot 1^2}{4} \cdot m^2 = 0{,}78 \ m^2 \ \text{lub} \ S = 7800 \ cm^2,$$

natężenie dopuszczalne na cm^2 wynosi 6 kg., a więc na cały przekrój obciążenie dopuszczalne wyniesie: $6 \times 780 = 46800$ kg., czyli 46,8 tonn. Cyfra ta jednak zawiera i wagę samej kolumny, nie określa więc ona zewnętrznego obciążenia u góry kolumny; jeżelibyśmy chcieli znaleść dopuszczalną zewnętrzną siłę, jaką można obciążyć kolumnę, należy od 46,8 ton odjąć ciężar własny kolumny. Objętość kolumny wyniesie:

$$V = \frac{\pi \cdot 100^2}{4} \cdot 800 \ cm^3 = 6240000 \ cm^3,$$

ciężar gatunkowy muru z cegły równa się 1,6, czyli, że ciężar kolumny G wyniesie:

$$G = 6240000 \cdot 1{,}6 = 9984000 \ \text{gr. lub} \ G = 9984 \ \text{kgr.}$$

czyli, że ciężar samej kolumny wynosi koło 10 tonn, to znaczy, że obciążenie zewnętrzne może wynieść 36,8 tonn.

Zadanie 2-gie.

Jakie obciążenie może udźwignąć niewysoki słup dębowy, wykrojony wzdłuż włókien, o przekroju kwadratowym 12 cm., jeżeli dopuszczalne natężenie dębu przy ściskaniu równa się 100 kg.

Wobec zapowiedzianej niedużej wysokości słupa naszego, ciężar własny jego możemy odrzucić, przekrój słupka wyniesie $3 = 12 \times 12$ cm. $= 144$ cm.

Wobec natężenia dopuszczalnego 100 kg. na cm^2, obciążenie całego słupka równa się 144×100 kg., czyli 14400 kg. $=$ 14,4 tonny.

Zadanie 3-cie.

Jakiej wysokości musielibyśmy ułożyć słup z cegły, żeby się skruszył od własnego ciężaru, jeżeli natężenie krytyczne przy ściskaniu wynosi dla muru 60 kg. na cm^2.

Przypuśćmy, że słup na formę kwadratową i że bok jego równa się 1 m. Wysokość naszego słupa nazwijmy przez X cm.

Objętość słupa wynosi: $V = 100^2 \,.\, X$ cm^3 $= X \,.\, 10000$ cm^3.

Ciężar gatunkowy muru z cegły wynosi 1,6, czyli że ciężar całego słupa G wynosi:

$$G = V \,.\, 1{,}6 = 16000\, X \text{ gr.} \quad G = X \,.\, 16 \text{ kg.}$$

Natężenie krytyczne równa się 60 kg. na cm^2, czyli że dla całego przekroju siła krytyczna, t. j. taka, przy której zacznie się kruszenie materjału, równa się $60 \times 10000 = 600000$ kg., a więc ciężar słupa samego musi równać się 600000 kg.,

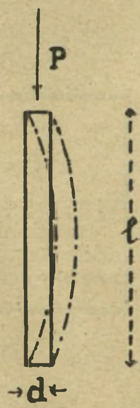
$$16\, X = 600000, \quad X = 37500 \text{ cm., stąd } X = 375 \text{ metrów.}$$

WYTRZYMAŁOŚĆ DRZEWA NA WYBOCZENIE.

Jak wiadomo, jeżeli siła P działa wzdłuż osi wałka, długości l i średnicy d, to o ile $\frac{l}{d}$ jest większą od pewnej wielkości, stałej dla każdego l i d, następuje zjawisko wyboczenia, t. j. że oś wałka (cylindra) razem z jego ciałem przestają być prostą linją, a odchylają się, jak to pokazano na rys. 4. § 8.

Teorja tego zjawiska, zapoczątkowana przez Eulera drogą rozumowań teoretycznych, uzupełniona następnie badaniami Bauszyngiera, Tetmajera, Jasińskiego i innych, dała możność ustalenia zależności między l, d i P, tak, że o każdej grupie l, d i P można powiedzieć, czy ma miejsce wyboczenie, czy nie.

Nie przytaczamy tutaj wzorów Eulera, ani Bauszyngiera, Tetmajera i Jasińskiego, które dla naszych praktycznych celów są zbyt precyzyjne. Damy jedynie tablicę, w której ustalony jest związek między l, d i natężeniem dopuszczalnem.



Rys. 4.

Tablica poniższa dotyczy drzewa miękkiego i twardego:

$\frac{l}{d}$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
Natężenie dopuszczalne w kg/cm²	61	60	59	58	57	56	55	54	53	52	51	50	49	47	45	44	42	40	38

$\frac{l}{d}$	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36
Natężenie dopuszczalne w kg/cm²	37	35	33	31	30	29,5	28,5	27,5	27	26	25,5	24,5	24	23	22	21	20

$\frac{l}{d}$	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	50	52	56	60	64	68	72
Natężenie dopuszczalne w kg/cm²	19	18	17,5	17	16,5	15,5	14,5	14	13	12	11	10	9	8	7	5	4	3	2

Tablica dla żelaza:

$\frac{l}{d}$	5	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Natężenie dopuszczalne w kg/cm²	507	317	291	279	215	177	152	126	101	88	63

Tablica dla surowca:

$\frac{l}{d}$	5	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Natężenie dopuszczalna w kg/cm²	1269	660	457	279	190	126	88	63	50	43	38

Przerobimy kilka przykładów dla wskazania, jak się posługiwać temi tablicami. § 9.

Zadanie 1-e.

Pal drewniany o średnicy 25 cm. obciążony jest w najcieńszym końcu siłą 12 tonn. Określić, jaką może być wysokość pala, ażeby nie nastąpiło wyboczenie.

Przedewszystkiem znajdziemy, jakie jest natężenie materjału w palu; w tym celu siłę $P = 12000$ kg. musimy podzielić na płaszczyznę przekroju $\frac{\pi\, 25^2}{4}$; natężenie

$$\tau = \frac{12000}{\frac{\pi\, 25^2}{4}} = \frac{12000}{491} \neq 24{,}4 \text{ kg/cm}^2.$$

Z tablicy widzimy, że przy natężeniu 24,5 kg/cm², stosunek $\frac{l}{d} = 31$; ponieważ u nas $d = 35$ cm., więc $l. \times 775 = 31 \,.\, d = 31 \,.\, 25$ cm. czyli długość pala może wynosić 7,75 metra.

Będzie ona nieco większa, bośmy zamiast 24,4 kg/cm², natężenie dopuszczalne przyjęli = 24,5 kg/cm².

Zadanie 2-gie.

Dany jest pal drewniany o wysokości 10 metrów i średnicy 30 cm. — Pytanie: jakie jest dopuszczalne obciążenie tego pala?

Rozwiązanie: Znajdujemy stosunek $\frac{l}{d} = \frac{1000}{30} \neq 33$ przy $\frac{l}{d} \neq 33$; natężenie dopuszczalne wynosi 23 kg/cm².

Płaszczyzna przekroju pala naszego równa jest $\frac{\pi\, 30^2}{4} \neq 707$ cm²; całe obciążenie dopuszczalne wyniesie $707 \times 23 =$ 16261 kg., czyli 12,26 tonny.

Zadanie 3-cie.

Wysokość pala drewnianego 8 mtr., obciążenie wynosi 10 tonn; jaką średnicę musi mieć taki pal?

Szukaną średnicę znajdziemy zapomocą szeregu kolejnych prób. 1-szą próbę najlepiej zaczynać od średnicy między 20 i 30 cm.

Przyjmiemy średnicę = 20 cm., wtedy $\frac{l}{d} = \frac{800}{20} = 40$ natężenie dopuszczalne dla $\frac{l}{d} = 40$ równe jest, jak widzimy z tablicy na str. 14, 17 kg/cm², czyli na całą płaszczyznę przekroju $\frac{\pi 20^2}{4} = 314$ cm², wypadnie ciśnienie 314 . 17 = 5338 kg.

Widzimy, że pal 20-to cm-owy jest za cienki, gdyż może wytrzymać ciśnienie tylko 5338 kg., podczas gdy musi wytrzymać 10000 kg.

Sprobójmy użyć pala 25 cm-wego: wtedy $\frac{l}{d} = \frac{800}{25} = 32$ przy $\frac{l}{d} = 32$; natężenie dopuszczalne wyniesie 24 kg/cm², a na cały przekrój $\frac{\pi . 25^2}{4} = 490$ cm², obciążenie dopuszczalne wypadnie $490 \times 24 = 11760$ kg., czyli na cały przekrój wypadnie 11760 kg.

Widzimy, że pale 25-cio cm-owe są zupełnie wystarczające, a nawet trochę za grube. Moglibyśmy jeszcze spróbować pale o przekroju 24-ro cm-wym. Weźmiemy $\frac{l}{d} = \frac{800}{24} = 33$ przy $\frac{l}{d} = 33$; natężenie dopuszczalne wynosi (patrz tablicę) 23 kg/cm², przekrój pala wynosi $\frac{\pi . 24^2}{4} = 452$ cm², czyli na cały przekrój wypadnie ciśnienie $452 \times 23 = 10396$ kg.; widzimy, że i 24 cm. pale są wystarczające. Możemy spróbować jeszcze 23 cm. pale; mamy $\frac{l}{d} = \frac{800}{23} \neq 35$, w tym wypadku natężenie dopuszczalne wynosi 21 kg/cm², przekrój pala wynosi $\frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi 23^2}{4} = 415$ cm², a całe ciśnienie na pal wyniesie $415 \times 21 = 9415$ kg. Widzimy więc, że 23 cm-owe pale są za cienkie, a zatem najodpowiedniejszemi będą pale 24 cm-owe.

Interesujących się sprawą wyboczenia pali wysokich i wzorami, ściśle je obliczających, odsyłamy do kursów „Wytrzymałości materjałów" lub „Statyki budowy" — do tak zwanego zadania Eulera.

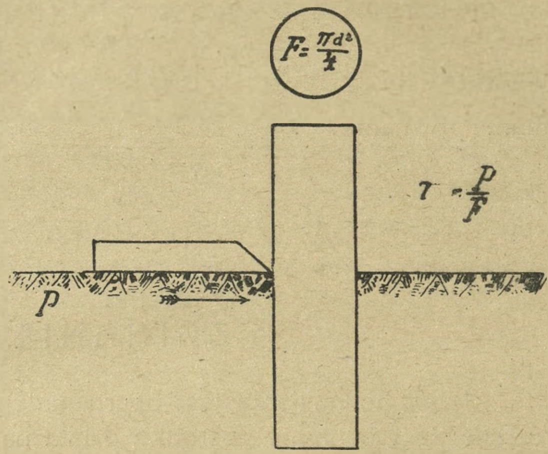
NATĘŻENIA TNĄCE.

Na wystającą część osadzonego jednym końcem pręta wal- § 10.
cowego działa prostopadle do jego osi nóż z siłą P. Wówczas w przekroju osadzenia występują t. zw. natężenia tnące, przeciwdziałające sile P, a więc skierowane w stronę przeciwną.

Przyjmijmy narazie, że ta siła tnąca jest rozłożona równomiernie w całym przekroju pręta. Oznaczmy płaszczyznę wtedy wartość przekroju przez F; natężenia tnącego określa się z równania:

(3) $\tau = \frac{P}{F}$.

Jako przykład natężeń ścinających mamy wiązanie za-

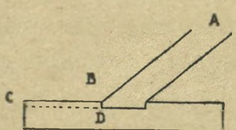


Rys 5.

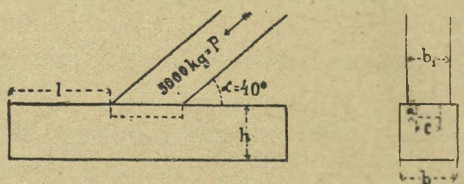
strzału ze ścięgnem w wieszarze trójkątnym, gdzie zastrzał AB działa na część ścięgna CD ścinająco po płaszczyźnie CD. Przerobimy kilka zadań na zastosowanie wzorów do ścinania.

Przykład 1-y.

Zastrzał wieszara o szerokości $b = 21$cm., poddany działaniu siły P 5000 kg., złączony jest zapomocą czopa z belką po-



Rys. 6:



Rys. 7.

ziomą-ścięgnem, której szerokość $b = 24$ cm. i wysokość $h = 26$ cm. pod kątem $\alpha = 40^0$; obliczyć niezbędną długość l czopa od storca belki w przypuszczeniu, że belki są sosnowe.

Siła P rozkłada się na poziomą równą

$$P . CoS\alpha = 5000 . 0{,}76 = 3800 \text{ kg}.$$

Płaszczyzna, według której działa siła ścinająca ma wymiar $(2a + c)\,l$, jest to powierzchnia tej części drzewa, którą wytłacza czop z całego kawałka drzewa.

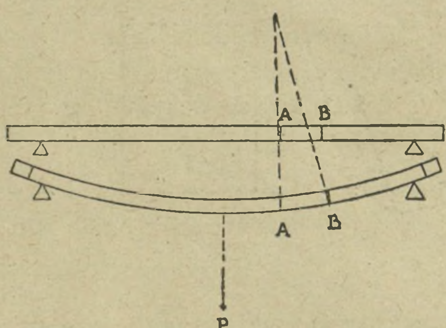
Natężenie dopuszczalne dla sosny przy ścinaniu wynosi 10 kg/cm^2 (wzdłuż włókien); ponieważ a (zagłębienie czopa w belkę) robi się zawsze równym $\frac{1}{3}h = \frac{26}{3}$ cm^2, c szerokość czopa robi się równą $c = \frac{1}{3}b_1 = \frac{21}{3} = 7$ cm., więc płaszczyzna ścinania $(2a + c)\,l = (2 \cdot \frac{26}{3} + 7)\,l = 24{,}3\;l$ cm^2, dla odnalezienia l mamy równanie:

$$24{,}3\;l \cdot 10 = 3800$$

$$l = \frac{3800}{243} = 15{,}6 \text{ cm.}$$

ZGINANIE.

§ 11. Jeżeli belka nasza jest oparta na dwóch podporach, jak pokazano na rysunku, i pośrodku działa na nią skupione obciążenie, to belka ugnie się tak, jak wskazano na rysunku.



Rys. 8.

Istota tego zjawiska polega na tem, że dwa sąsiednie przekroje belki A i B, które przedtem były równoległe, po gięciu się belki pochyliły się do siebie pod pewnym kątem.

Następstwem tego jest to, że włókna, położone na zewnętrznej stronie, rozciągnęły się, a włókna, położone na wewnętrznej stronie, skróciły się (patrz rys. 8).

Między niemi znajduje się taka warstwa włókien, która nie będzie ani ściskaną ani rozciągniętą; ta warstwa nazywa się warstwą obojętną.

Przy dostatecznie wielkiej sile P nastąpi albo rozerwanie się włókien na zewnętrznej stronie albo skruszenie się włókien na wewnętrznej stronie, w każdym razie zacznie się niszczenie belki.

Zadanie nasze polega na ustaleniu pewnego związku między siłą zewnętrzną P, wymiarami belki i natężeniem dopuszczalnem.

Zapomocą elementarnej mechaniki, można dla każdego przekroju belki, oznaczyć wielkość momentu sił zewnętrznych, który w przekroju tym wygina belkę. Oznaczymy wielkość tego momentu przez M.

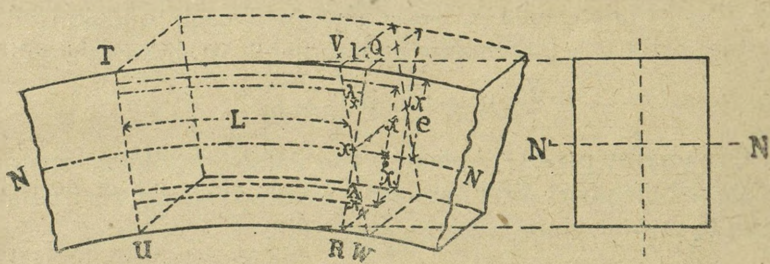
Belka przedtem, nim zacznie się łamać, wygnie się, jak wskazano na rysunku, przyczem, jak już mówiliśmy, włókna, leżące z jednej strony obojętnej warstwy, będą rozciągnięte, z drugiej — ściśnięte, czyli, że w materjale belki, w każdym przekroju będą działały pewne siły wewnętrzne.

Wyginanie się belki zatrzyma się, skoro tylko w każdym przekroju moment sił gnących zewnętrznych zrówna się z momentem sił wewnętrznych, przeciwdziałających siłom zewnętrznym.

O ile taka równowaga nie nastąpi, t. j. o ile siły wewnętrzne okażą się za słabe do okazania oporu, nastąpi załamanie się belki.

Niech Q-R przedstawia przekrój jakiejkolwiek belki, która jest wygięta pod wpływem zewnętrznej siły.

Moment sił, znajdujących się po jednej stronie tego przekroju Q-R, względnie środka ciężkości tego przekroju, nazwijmy przez M' (wygięcie się belki dla obrazowości powiększono).



Rys. 9.

Niech T-U będzie drugim przekrojem belki, znajdującym się bardzo blisko od przekroju Q-R.

Przed wygięciem kierunki obydwóch przekroi były równoległe i odległość między nimi $= L$.

Odmierzając od T-U wzdłuż wszystkich włókien długość L, znajdziemy, że końce tych włókien będą leżały w jednej płaszczyźnie V-W, równoległej do T-U, przecinającej płaszczyznę Q-R po tej samej prostej X-X, przez którą przechodzą obojętne włókna warstwy N-N. Odcinki włókien między płaszczyznami V-W i płaszczyzną Q-R wyobrażają podłużenia lub skrócenia oddzielnych włókien długości L, które następują przy wyginaniu belki.

Oznaczymy wewnętrzną siłę natężenia jakiegokolwiek włókna, znajdującego się na odległość x od neutralnej osi przez S_X, tę samą siłę wewnętrznego natężenia we włóknie, najdalej oddalonem od osi, czyli znajdującem się na powierzchni belki, przez S.

Ponieważ deformacje, które rozpatrujemy w belce, mają miejsce w granicach sprężystości, to na zasadzie tego możemy napisać:

$\frac{S_X}{S} = \frac{\lambda_X}{\lambda}$ gdzie λ i λ_X są podłużeniami (patrz str. 6 prawo Hook'a) włókien w warstwach odległych od osi neutralnej na X i w warstwie skrajnej.

Czyli, że natężenia we włóknach są proporcjonalne do wydłużeń.

Z podobieństwa trójkątów znajdujemy

$$\frac{\lambda_x}{\lambda} = \frac{X}{e} \text{ czyli że } \frac{S_x}{S} = \frac{x}{e}; \quad S_x = S\frac{x}{e}.$$

Ponieważ S i e są wielkościami stałemi, widzimy z ostatniego równania, że wewnętrzne natężenia w oddzielnych włóknach są proporcjonalne do odległości tych włókien od obojętnej osi, czyli że największe natężenie będzie miało miejsce w skrajnych włóknach.

Wzór ten, który wyprowadziliśmy dla włókien rozciągniętych, ma zupełne zastosowanie i dla włókien ściśniętych; oznaczając przez S^1X_1 i S^1 natężenie ściskające we włóknach oddalonych od obojętnej osi x_1 i e_1 otrzymamy ze wzoru —

$$\frac{S^1X_1}{S^1} = \frac{x_1}{e_1}; \; S^1X_1 = S^1\frac{x_1}{e_1}.$$

Oznaczymy przez $\triangle f$ płaszczyznę warstwy włókien, znajdujących się w odległości X od neutralnej warstwy; wtedy siła działająca na całą tę powierzchnię wyrazi się wzorem:

$$\triangle f . S_x = \triangle f \frac{S}{e} X.$$

Siła ta będzie dodajną rozciągającą dla włókien, znajdujących się wyżej neutralnej warstwy i ujemną ściskającą dla włókien, leżących niżej neutralnej warstwy; cała rozciągająca siła działająca w prawej części belki będzie równać się sumie wszystkich rozciągających wewnętrznych sił, działających w oddzielnych włóknach danego przekroju. Oznaczmy tę siłę przez P.

$$P = \Sigma \triangle f \frac{S}{e} X.$$

Ponieważ $\frac{S}{e}$ jest wielkością stałą, więc można wyprowadzić ią za nawias:

$$P = \frac{S}{e} \Sigma \triangle f X.,$$

gdzie znak sumy obejmuje wszystkie włókna, leżące powyżej neutralnej osi; suma wszystkich sił ściskających i rozciągających wyrazi się algebraiczną sumą sił działających w każdem włóknie czy warstwie całego przekroju. Oznaczmy tę siłę przez P_t

$$P_t = \frac{S}{e} \Sigma \triangle f . X ,$$

gdzie znak sumy obejmuje już cały przekrój belki.

Jeżeli siły zewnętrzne, działające na belkę skierowane są wszystkie prostopadle do osi belki, to wtedy musi mieć miejsce równanie:

$$P_t = \frac{S}{e} \Sigma \triangle f . X = O.$$

Równanie to ma miejsce z następujących przyczyn. Ponieważ siły wewnętrzne muszą się równoważyć z siłami zewnętrznemi, więc rzuty sumy sił zewnętrznych i wewnętrznych na jakąkolwiek oś muszą być równe liczebnie i różnych znaków. Weźmiemy za oś rzutów oś belki. Ponieważ siły zewnętrzne działają prostopadle do osi, to suma rzutów ich na oś belki będzie równą O; a zatem musi równać się O i suma rzutów sił wewnętrznych. Ponieważ wszystkie te wewnętrzne siły są równoległe do osi belki, przeto $P_t = \frac{S}{e} \Sigma \triangle f X$ jest nie tylko sumą tych sił, ale i sumą ich rzutów, a zatem

$$P_t = \frac{S}{e} \Sigma \triangle f X = O.$$

Ponieważ $\frac{S}{e}$ nie równa się zeru, zatem musi równać się

$$\Sigma \triangle f . X = O$$

co, jak wiadomo z elementarnej mechaniki, wyraża statyczny moment płaszczyzny naszego przekroju, wzięty względem osi X-X.

Jeżeli statyczny moment płaszczyzny względem jakiejś osi równy jest zeru, to oś ta przechodzi przez środek ciężkości danej płaszczyzny, czyli że jeżeli na belkę działają siły prostopadłe do osi, to neutralna warstwa przechodzi przez środek ciężkości wszystkich przekrojów belki.

Moment zewnętrznych sił będzie dopóty wyginać belkę i powiększać wewnętrzne natężenia oddzielnych włókien, dopóki suma momentów wewnętrznych sił oddzielnych włókien nie zrówna się z momentem zewnętrznych sił w danym przekroju.

Oznaczmy moment wewnętrznej siły jakiejkolwiek warstwy, odległej od neutralnej warstwy czy osi X, przez M_X.

Moment = Sile × ramię

$$Mx = \triangle f \,.\, S_X \,.\, X = \triangle f \,.\, \frac{S}{e} \,.\, X \,.\, X = \frac{S}{e} \triangle f \,.\, X^2.$$

Ponieważ dla równowagi moment zewnętrznych sił musi równać sumie momentów wewnętrznych sił, przeto, oznaczając moment zewnętrznych sił przez M, otrzymujemy dla równowagi następujące równanie:

$$M = \Sigma\, Mx = \Sigma \left(\frac{S}{e} \,.\, \triangle f \,.\, X^2 \right) = \frac{S}{e} \Sigma \triangle f \,.\, X^2,$$

gdzie znak Σ obejmuje cały badany przekrój belki. Jak wiadomo, $\Sigma \triangle f \,.\, X^2$ jest wyrazem momentu bezwładności przekroju względem osi X-X i oznacza się zawsze przez I_x, czyli, że nasze równanie przyjmie formę: $M = \frac{S}{e} I_x$, (4) gdzie M jest momentem sił wewnętrzn, I_x — momentem bezwładności danego przekroju względem osi obojętnej, e — odległości skrajnego włókna od obojętnej osi, S, wreszcie — natężeniem w skrajnem włóknie, które jest jak już mówiliśmy, największem z natężeń, jakiemu wogóle podlegają włókna danego przekroju, i dlatego interesuje ono nas najwięcej.

Rozwiązując równanie względem S, mamy: $S = \frac{Me}{I_x}$. (5)

§ 12. Jest to zasadniczy wzór, według którego zawsze oblicza się natężenie belek przy zginaniu. Co się tyczy posługiwania się tym wzorem, to musimy przedtem ustalić, jakie natężenia S są dopuszczalne przy zginaniu.

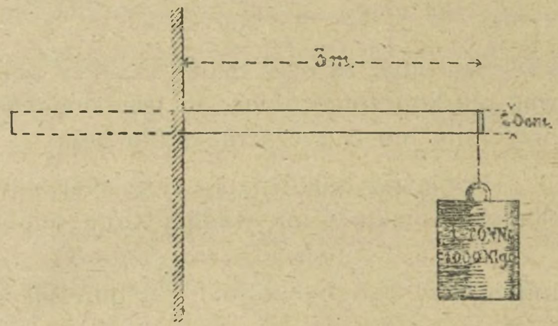
Natężenie dopuszczalne przy zginaniu wzdłuż włókien, jeżeli belka ma być używana stale, równa się dla drzewa miękkiego (sosna, jodła, olcha) 80 kg/cm^2, dla twardego — (dąb, buk) 100 kg/cm^2. Jeżeli belka ma być używana tylko czasowo, w terminie do 2 lat, to natężenia dopuszczalne dla miękkiego drzewa wznosi 100 kg/cm^2; jeżeli wreszcie belka ma być używana w przeciągu okresu mniejszego od 6 miesięcy to natężenie dopuszczalne równa się dla drzewa miekkiego 120 kg/cm^2. Moment bezwładności I_x ma zawsze wymiar 4, tak np. dla kwadratu I_x względem jednej osi symetryi $I_x = \frac{a^4}{12}$ cm^4, gdzie a jest długością boku w cm. dla prostokąta z bokami b, h $I_x = \frac{b\,h^3}{12}$. Dla koła względem średnicy $I_x = \frac{\pi d^4}{64}$ cm^4, jeżeli d wyrażone jest w cm-ach.

§ 13. Przerobimy przykład ilustrujący użycie otrzymanego wyżej wzoru.

P r z y k ł a d.

Belka o kwadratowym przekroju 20 × 20 cm. wmurowana jest w ścianę. Długość belki równa się 3 m., obciążona ona jest ciężarem, utwierdzonym na końcu belki, wielkości jednej tonny (1000 kg.).

Sprawdzić, czy bezpieczną jest belka? Musimy najpierw oznaczyć, w którem miejscu będziemy badali przekrój; oczywiście w miejscu, gdzie natężenia będą największe — natężenia zaś będą największe tam, gdzie moment zginający będzie największym.



Rys. 10.

W danym wypadku, jak wiadomo, największy moment zginający będzie w miejscu przytwierdzenia belki do ściany i równa się:

$M = P . l = 300 . 1000$ kg/cm.

W tym wypadku przekrój belki jest kwadratowy i środek ciężkości znajduje się w środku kwadratu; oś obojętna będzie równoległą do górnej i dolnej strony kwadratu.

Moment bezwładności danego przekroju belki względem tej osi będzie się równał:

$$I_x = \frac{a^4}{12} = \frac{20^4}{12} = 13333 \text{ cm.}^4$$

Odległość e skrajnego włókna od obojętnej osi w danym wypadku równa się 10 cm.

Podstawiając w równanie $S = \frac{Me}{I_x}$, wiadome nam wielkości, otrzymamy natężenie S w skrajnych włóknach:

$$S = \frac{300000 . 10}{13333} = \frac{3000000}{13333} = 225 \text{ kg/cm}^2.$$

Otrzymujemy, że największe natężenie włókien wyniesie 225 kg. na cm.^{2}; widzimy że natężenie to jest nie dopuszczalne, czyli, że musimy dla bezpieczeństwa zwiększyć grubość belki.

Sprobójemy użyć belki okrągłej o średnicy $d = 30$ cm.; dla określenia natężenia w miejscu działania największego momentu w skrajnych włóknach. Mamy wzór:

$$S = \frac{Me}{I}, \text{ gdzie } M = 300000 \text{ kg/cm. } e = 15 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{\pi d^4}{64} = \frac{\pi 30^4}{64} = 39761 \text{ cm.}^4 \quad S = \frac{300000 \,.\, 15}{39761} \neq 114 \text{ kg/cm.}^2$$

Widzimy, że takie natężenie materjału jest za duże o ile obciążenie belki ma być stałem. Sprobójemy belki okrągłej o średnicy 34 cm.; największe natężenie będzie wtedy:

$$S = \frac{Me}{I} = \frac{300000 \,.\, 15}{\frac{\pi \,.\, 34^4}{64}} = \frac{300000 \,.\, 15}{65597} \neq 69 \text{ kg/cm.}^2$$

Widzimy, że przy takiej średnicy belki, belka może pracować nieskończenie długo, to jest do tego czasu, dopóki inne przyczyny nie zniszczą materjału belki.

Ponieważ belki mają najczęściej stały przekrój wzdłuż całej długości, przeto wzór, według którego obliczają belkę pisze się

§ 14. inaczej: $S = \frac{M}{\frac{I_x}{e}} = \frac{M}{W}$, gdzie $W = \frac{I_x}{e}$. (6)

W nazywamy momentem oporu belki; równa się on momentowi bezwładności, podzielonemu przez odległość skrajnego włókna od neutralnej osi. Moment oporu ma wymiar trzeciego stopnia; w poprzednim przykładzie moment oporu kwadratów przekroju belki równał się: $I_x = 13333$ cm.^{4}, $e = 10$ cm.

$$W = \frac{13333}{10} = 1333{,}3 \text{ cm.}^3$$

W zupełności charakteryzującym wytrzymałość belki jest moment oporu W, z nim też będziemy mieli zawsze do czynienia.

Dla koła moment bezwładności: $I_x = \frac{\pi d^4}{64}$, gdzie d — średnica koła. $W = \frac{\pi d^4}{64} : \frac{d}{2} = \frac{\pi d^3}{32}$.

Wzór nasz $S = \frac{M}{W}$ zawiera trzy zmienne wielkości, związane ze sobą równaniem powyższem, stąd mając dane dwie z nich, znajdziemy trzecią.

Jeszcze raz podkreślamy, że w równaniu należy pod M rozumieć największy moment zginający sił zewnętrznych.

Dla różnych wypadków M ma różne znaczenia; niżej damy tablicę największych momentów zginających w poszczególnych wypadkach.

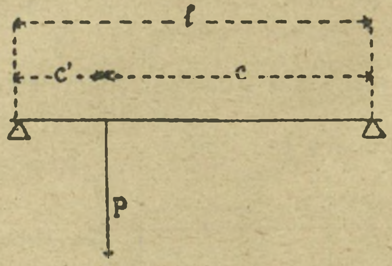
Obciążenie, któremu poddaliśmy naszą belkę, było obciążeniem skupionem. § 15.

Jako drugi przykład obciążenia skupionego może służyć belka, leżąca na dwóch podporach i obciążona siłą, zaczepioną w jakimkolwiek punkcie belki między temi podporami.

Jeżeli siła P jest zaczepiona w dowolnem miejscu belki, to największym będzie moment zginający wtedy, kiedy siła zaczepiona będzie po środku belki; równa się wtedy: $M = \frac{Pl}{4}$, gdzie P jest wielkością siły, a l — długością belki, t. j. odległością jednej podpory od drugiej.

Jeżeli siła P zaczepiona jest w określonym punkcie belki ale nie pośrodku, to i w tym wypadku ma miejsce największy moment zginający, jest on jednak mniejszy od $\frac{Pl}{4}$; w takim wypadku: $M = \frac{P \cdot c \cdot c_1}{l}$, (7) gdzie $c \cdot c_1$ i l oznaczone są na rys. 11a.

Oprócz skupionych obciążeń mogą być i obciążenia równomiernie rozłożone, czego przykładem może być belka, oparta na dwóch podporach, która zawsze jest obciążona własnym ciężarem. § 16.



Rys. 11a.

Jeżeli obciążenie równomiernie rozłożone, przypadające na jednostkę bieżącą belki, określimy przez q, to największy moment zginający takiego obciążenia dla belki, opartej na dwóch podporach, wyniesie: $M = \frac{ql^2}{8}$, (8) gdzie l — długość belki, t. j. odległość podpory od podpory.

Jeżeli na belkę działają obciążenia skupione i równomiernie rozłożone, to we wzorze: $S = \frac{M}{W}$, gdzie M jest największym momentem zginającym pod M rozumiemy sumę momentów zginających, przeto w wypadku skupionego obciążenia jednego i równomiernie rozłożonego, z obciążeniem q na jednostkę § 17.

bieżącą, największy $M = \frac{ql^2}{8} + \frac{Pl}{4}$, t. j. wzór nasz będzię wyglądał tak: $W \cdot S = \frac{ql^2}{8} + \frac{Pl}{4}$. (9)

Na przyszłość natężenie oznaczać będziemy literą grecką τ (tau) zamiast S, tak, że zasadniczy wzór nasz będzie wyglądał tak: $\tau = \frac{M}{W}$. (10)

Jeżeli na belkę podpartą w dwóch miejscach, działają dwa równe między sobą obciążenia, położone symetrycznie do środka belki (jak pokazano na rys. 11b), to w tym wypadku najw. moment zginający równa się $M = Pc$.

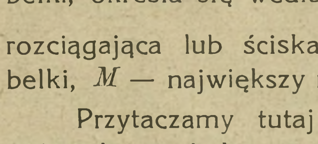
Jeżeli na belkę, opartą na dwóch podporach, działają dwa obciążenia równe między sobą, odległe jedno od drugiego o a, to największy moment zginający takiej pary obciążeń równa się:

$$M = \frac{P(2l - a)^2}{8l} \quad (11)$$

W wypadku, jeżeli na belkę działa kilka obciążeń skupionych (nazwijmy każde z nich P) i wszystkie one są sobie równe i oddalone jedno od drugiego o a, to, jeżeli ilość ich jest nieparzysta, czyli $2u + 1$, największy moment zginający to

$$M = \frac{(2n + 1) \cdot Pl}{4} - \frac{n(n + 1)}{2} Pa; \quad (12)$$

jeżeli zaś ilość jest parzysta czyli $2n$ — największy moment zginający to $M = \frac{nP(2l - a)^2}{8l} - \frac{n(n - 1)}{2} Pa$. (13)

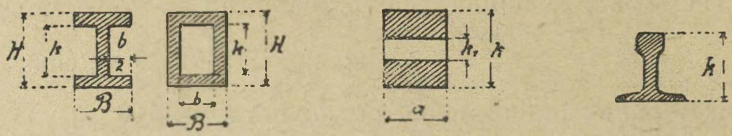


Rys. 11b.

W wypadku, jeżeli belka, oprócz obciążenia, które powoduje wyginanie się jej, jest jeszcze ściskana lub rozciągana z siłą Q, natężenie, które będzie istniało we włóknach skrajnych belki, określa się według wzoru: $\tau = \frac{Q}{\omega} + \frac{M}{W}$, (14) gdzie Q siła rozciągająca lub ściskająca belkę, ω — płaszczyzna przekroju belki, M — największy moment zginający sił zewnętrznych.

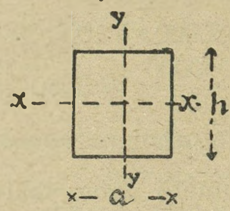
Przytaczamy tutaj momenty oporu niektórych przekroji, wziętych względem osi, przechodzącej przez środek ciężkości każdego przekroju równolegle do podstawy przekroju.

$$W = \frac{ah^2}{6} \text{ jeżeli } a = h \text{ to } W = \frac{a^3}{6}$$



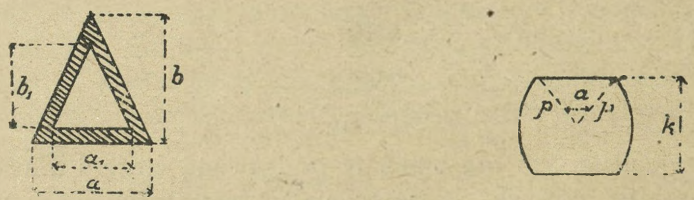
$$W = \frac{BH^3 - bk^3}{6H} \qquad W = \frac{a\,(k^3 - k_1^{\,3})}{6k} \qquad W + 0{,}0075\,k^3$$

Rys. 12.



$$W = \frac{ah^2}{6}$$

Rys. 11c.

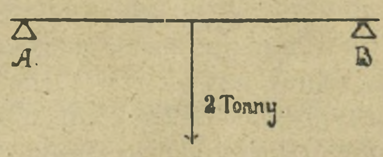


$$W = \frac{ab^2 - a_1 b_1^{\,2}}{12} \qquad W = \frac{\pi p^4}{2k} - \frac{4}{k}\left\{\frac{p}{16}\left(\frac{\pi a}{90} - Sin\ 2a\right)\right\}$$

Rys. 13.

Przerobimy kilka przykładów na zastosowanie ostatnich § 18. wzorów.

Przykład 1. — Okrągła belka drewniana podparta jest w dwóch miejscach. Odległość podpory od podpory wynosi 7 metrów. Jakiej grubości musi być belka, żeby można było zawiesić na niej ciężar wagi 2 tonn.



Rys. 14.

Określmy podpory przez A i B. Ponieważ nie powiedziano nam, w jakiem miejscu ma być zawieszony ciężar, musimy tak wybrać miejsce zawieszenia, żeby moment zginający był największym; jak mówiliśmy na str. 24, będzie to miało miejsce wtedy, kiedy ciężar będzie zaczepiony pośrodku.

Najważniejszy moment zginający będzie się wówczas równał:

$$M = \frac{Pl}{4} = \frac{2000 \cdot 700}{4} \text{ kg/cm.} = 350000 \text{ kg/cm.}$$

Natężenie dopuszczalne przyjmiemy] = 100 kg. na cm.^{2}, wtedy dla znalezienia wymiaru przekroju belki mamy równanie:

$$M = \tau \cdot W,$$

które w naszym przypadku będzie takiem:

$$350000 = 100 \cdot W,$$

skąd:
$$W = \frac{350000}{100} = 3500 \text{ cm.}^3,$$

czyli, że belka musi mieć moment oporu = 3500 cm.^{3}; ponieważ ma ona być okrągłą, moment oporu takiej belki równa się $\frac{\pi d^3}{32}$, lub, w przybliżeniu, — $\frac{d^3}{10}$, gdzie d — średnica belki. — Dla odnalezienia d mamy równanie:

$$\frac{d^3}{10} = 3500$$

$$d^3 = 35000$$

$$d = 33 \text{ cm.}$$

W przykładzie tym nie braliśmy pod uwagę ciężaru własnego belki; jest to możliwe dla belek małej rozpiętości, do 1 mt., ale w innych wypadkach uwzględnianie wagi własnej jest konieczne.

Dla przykładu przerobimy to samo zadanie, ale z uwzględnieniem wagi samej belki.

Jak już mówiliśmy, należy w tym wypadku we wzorze: $M = \tau W$ rozumieć pod M największy moment zginający obciążenia skupionego + największy moment obciążenia równomiernie rozłożonego, t. j. $M = \frac{Pl}{4} + \frac{ql^2}{8}$, gdzie q — obciążenie jednostki bieżącej belki, czyli w tym wypadku — ciężar 1 cm. bieżącego belki (ponieważ obliczenie prowadzimy w cm-ach).

Ponieważ przekrój belki nie jest wiadomy, tem samem niewiadomy jest i ciężar 1 cm. b. belki, ale na przyszłość będziemy przyjmowali ciężar 1 cm. b. belki równy 1 kg.; jest to ciężar belki okrągłej o średnicy 35—36 cm.

Stąd w danym wypadku:

$$M = \frac{2000 \cdot 700}{4} + \frac{1 \cdot 700^2}{8} = 350000 + 61250 = M = 411250 \text{ kg/cm;}$$

wtedy dla znalezienia przekroju mamy równanie:

$$411250 = \tau W$$
$$411250 = 100 \,.\, W$$
$$W = 4112{,}5 \text{ cm.}^3$$
$$\frac{d^3}{10} = 4112{,}5$$
$$d^3 = 41125$$
$$d \neq 35 \text{ cm.};$$

widzimy, że uwzględnienie ciężaru własnego spowodowało pogrubienie belki o 2 cm. średnicy.

Przykład 2.

Przez potok rzucona jest kładka w postaci belki sosnowej, ociosanej z obydwóch stron i położonej napłask.

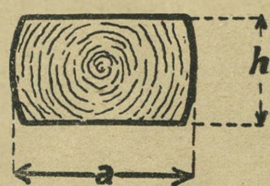
Jakie wymiary musi mieć przekrój belki, jeżeli odległość brzegu od brzegu wynosi 9 metrów i jeżeli kładka jest przeznaczona do publicznego użytku.

Rozwiązanie zadania wymaga wyznaczenia obciążenia tej belki. Musimy zawsze obliczać belkę przy najniedogodniejszym rozkładzie dla niej, w tym wypadku przypuścimy, że na całej długości kładki stoją ludzie jeden przy drugim: będzie to właśnie najniedogodniejszy rozkład obciążeń przy naturalnem korzystaniu z kładki.

Chociaż takie obciążenie jest pewną ilością obciążeń skupionych, my jednak będziemy traktowali je jako obciążenie równomiernie rozłożone. Na 1 m. bieżący kładki może stanąć 3 ludzi, których ciężar wyniesie $80 \times 3 = 240$ kg., czyli na 1 cm. bieżący wypadnie 2,4 kg., co razem z ciężarem własnym belki wyniesie 3,4 kg. na cm. bieżący belki.

Największy moment zginający w tym wypadku równa się:

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{3{,}4 . 900^2}{8} = \frac{3{,}4 . 810000}{8} =$$
$$M = 3{,}4 \,.\, 101250 = 344250 \text{ kg/cm.};$$



Rys. 15.

dla odnalezienia przekroju mamy równanie $M = \tau W$;

$$344250 = 100 \,.\, W$$
$$W = 3442{,}5 \text{ cm.}^3$$

Ponieważ belka ma przekrój, jak pokazano na rysunku, t. j. stosunek $\frac{h}{a} = \frac{1}{2}$, czyli $2h = a$, a moment oporu takiej belki równa się:

$$W = \frac{ah^2}{6} = \frac{2h \,.\, h^2}{6} = \frac{2h^3}{6} = \frac{h^3}{3};$$

dla znalezienia h mamy równanie $\frac{h^3}{3} = 3442{,}5$; $h^3 = 10327{,}5$, skąd $h \neq 22$ cm.

Ponieważ $a = 2h$, otrzymujemy szerokość belki $= 44$ cm.

Widzimy, że szerokość ta jest bardzo dużą i że nie znajdziemy kloca, z którego możnaby wyciosać taką belkę.

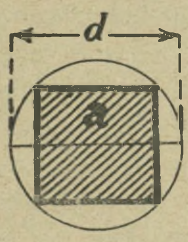
Możemy sobie poradzić, jeżeli zmienimy stosunek wysokości do szerokości na korzyść wysokości.

Niech nasza kładka ma przekrój kwadratowy; bok kwadratu oznaczmy przez a.

Wtedy $W = \frac{a^3}{6}$, czyli $\frac{a^3}{6} = 3442{,}5 \text{ cm}^3$

$$a^3 = 206550 \text{ cm}^3$$
$$a \neq 28 \text{ cm.}$$

Belkę o takim przekroju łatwo wyciosamy z kloców o średnicy d; tę ostatnią znajdziemy z równania:



Rys. 16.

$$a = R\sqrt{2}$$
$$a = \frac{d}{2}\sqrt{2}$$
$$d = \frac{2a \,.\, \sqrt{2}}{\sqrt{2}\ \sqrt{2}} = \frac{2a\sqrt{2}}{2} = a\sqrt{2}$$
$$d = 28 \,.\, \sqrt{2} = 28 \,.\, 1 \,.\, 4 = 39 \text{ cm.}$$

P r z y k ł a d 3-ci.

Belka okrągła, o średnicy 32 cm., podparta jest w dwóch miejscach, odległych jedno od drugiego o 5 metrów.

Wyznaczyć udźwig takiej belki, t. j. jakie obciążenie równomiernie rozłożone może belka bezpiecznie wytrzymać, lub jakie największe skupione obciążenie może być na niej umieszczone.

Moment oporu takiej belki równa się:

$$W = \frac{d^3}{10} = \frac{32^3}{10} = 3276{,}8 \text{ cm.}^3$$

Dla odnalezienia udźwigu równomiernie rozłożonego mamy równanie:

$$\frac{ql^2}{8} = \tau \,.\, W$$
$$\frac{q \,.\, 500^2}{8} = 100 \,.\, 3276{,}8$$

$$q = \frac{100 \,.\, 3276{,}8}{500^2} \times 8$$

$$q = \frac{327680 \,.\, 8}{350000} \neq 10 \text{ kg.}$$

Czyli, że belka może bezpiecznie udźwignąć 10 kg. na cm. b. obciążenia równomiernie rozłożonego, wobec tego, że ciężar własny belki wynosi koło 1 kg. na 1 cm bieżący, zewnętrzne obciążenie dopuszczalne wyniesie koło 9 kg. na 1 cm. bieżący, t. j. na całą belkę wypadnie 9 × 500 = 4500 kg. czyli 4,5 tonny, równomiernie rozłożonego obciążenia.

Dla wyznaczenia udźwigu największego skupionego obciążenia mamy wzór: $\frac{Pl}{4} = \tau \,.\, W$

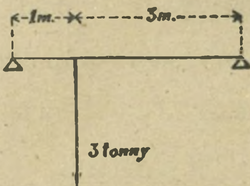
$$\frac{P \,.\, 500}{4} = 100 \,.\, 3276{,}8$$

$$P = \frac{100 \,.\, 3276{,}8 \,.\, 4}{500} = \frac{4}{5} \,.\, 3276{,}8 = \neq 2621 \text{ kg.}$$

czyli $P \neq 2{,}6$ tonny.

Przykład 4-ty.

Okrągła, sosnowa belka, podparta jest w dwóch miejscach. Średnica belki $d = 25$ cm.; odległość podpory od podpory — 4 metry. Na belce, w odległości 1 m. od jednej z podpór, zawieszony jest ciężar 3 tonowy. — Sprawdzić, czy bezpieczną jest belka.



Rys. 17.

Moment oporu belki:

$$W = \frac{25^3}{10} = \frac{15625}{10} = 1562{,}5 \text{ cm.}$$

Największy moment zginający obciążenia skupionego w tym wypadku — $M = \frac{Pcc_1}{l}$

(patrz wzór 7) $M = \frac{3000 \,.\, 100 \,.\, 300}{400} = 225000$ kg/cm.

Należy do tego dodać najw. moment zginający ciężaru własnego belki $M^1 = \frac{ql^2}{8}$.

Ciężar 1 cm. b. możemy przyjąć mniej niż 1 kg. na cm. b., bo taką wagę ma 35 cm-owa belka. Ponieważ płaszczyzna przekroju belki 25 cm-owej jest mniejszą od płaszczyzny belki 35 cm-owej. $\left(\frac{35}{25}\right)^2$ razy, t. j. $\left(\frac{7}{5}\right)^2 = \frac{49}{25} = \neq 2$ razy, taki sam stosunek będzie między ciężarami 1 cm. b. jednej i drugiej belki, czyli ciężar 1 cm. b. 25 cm. belki wyniesie 0,5 kg., a

$$M^1 = \frac{0{,}5 \,.\, 400^2}{8} = 10000 \text{ kg/cm.},$$

a więc cały największy moment zginający wyniesie:

$$225000 + 10000 = 235000 \text{ kg/cm.}$$

Ze wzoru

$$M = \tau W$$

mamy:

$$235000 = \tau \,.\, 1562{,}5$$

$$\tau \neq 150 \text{ kg/cm.}^2$$

Wobec dopuszczalnego natężenia 100 kg. na cm.^{2}, które już samo przez się jest duże i dopuszczalne tylko dla konstrukcji czasowych, otrzymane natężenie 150 kg. na cm,^{2} belki, należy uważać za nadmierne; belka taka nie jest bezpieczną, wobec czego średnicę jej należy zwiększyć.

Czytelnikowi samemu proponujemy obliczyć, jaką musiałaby być średnica belki; aby cała ta konstrukcja była bezpieczną, t. j. aby natężenie belki nie przewyższało 100 kg. na cm.^{2}

P r z y k ł a d 5-ty.

Belka 35 cm-owa okrągła podparta jest w dwóch miejscach. Odległość podpory od podpory wynosi 6 metrów. Jaki ciężar należy na niej zawiesić, ażeby się złamała?

Przedewszystkiem musimy umówić się, gdzie zawiesimy ciężar. Wiemy, że największy moment zginający siły P równa się $\frac{Pl}{4}$ i znajduje się po środku belki, t. j., że w danym wypadku najwygodniej nam zawiesić ciężar pośrodku.

Moment oporu tej belki równa się:

$$W = \frac{35^3}{10} = \frac{42976}{10} = 4287{,}5 \text{ cm.}^3$$

Natężenie τ, przy którem następuje kruszenie się materjału przy zginaniu, równa się mniejwięcej 600 kg/cm.^{2}. Dla pewności weźmiemy 700 kg/cm.^{2}; wtedy z równania

$$M = \tau W$$

mamy:

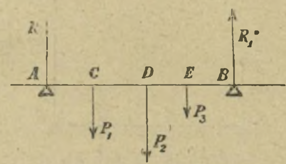
$$\frac{P.l}{4} = \tau W. \quad \frac{P.600}{4} = 700 \,.\, 4287{,}5$$

$$P = \frac{700 \,.\, 4287{,}5 \,.\, 4}{600} = 200088 \text{ kg.},$$

$$P \neq 200 \text{ tonn.}$$

Reakcja podpór, siły poprzeczne i największy moment zginający. § 19.

Dla odnalezienia największ. momentu zginającego i przekroju, w którym ma on miejsce w belce leżącej wolno na dwóch podporach i obciążonej siłami skupionemi, należy przedewszystkiem ustalić ciśnienie belki na podpory czyli tak zwane reakcje podpór. Robi się to na zasadzie równania momentów. Przypuśćmy, że belka leży na dwóch podporach A i B; długość AB jest nam dana. W punktach C, D i E działają znane siły P_1, P_2 i P_3; znane są również odległości CB, DB i EB.



Rys. 18.

Ciśnienie podpory na belkę zastąpimy przez siłę, która będzie oczywiście działać na belkę w kierunku przeciwnym do kierunku sił P_1, P_2 i P_3, tak, jak wskazano na rys. 18. Oznaczmy tę siłę przez R.

Siły P_1 P_2 P_3 dążą do skręcenia belki około punktu B wdół, siła R dąży do skręcenia belki około punktu B w górę.

Ponieważ belka jest w równowadze, przeto działania siły R i sił P_1, P_2 i P_3 są równe, ale skierowane w różne strony.

Miarą działania siły w tym wypadku będzie moment tej siły koło punktu B; w wypadku kilku sił — suma momentów każdej z nich z osobna koło punktu B.

Wobec tego mamy równanie:

$$R \,.\, AB = P_1 \,.\, CB + P_2 DB + P_3 EB,$$

gdzie wszystkie wartości, prócz R, są wiadome; a zatem;

$$R = \frac{P_1\, CB + P_2\, DB + P_3\, EB}{AB}$$

Ciśnienie R' na drugą podporę B otrzymamy z równania:

$$R + R_1 = P_1 + P_2 + P_3; \qquad R_1 = P_1 + P_2 + P_3 - R.$$

Przykład: Odległość podpory od podpory — 8 metr.; na belkę działają dwie siły; wielkość ich i punkt zaczepienia według rys. 19. Odnaleźć ciśnienie na podpory.

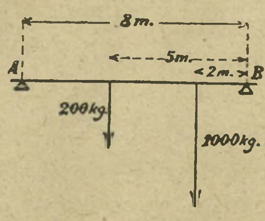
Ciśnienie na podporę A oznaczamy przez R.

$$R \,.\, 8 = 200 \,.\, 5 + 1000 \,.\, 2$$

$$R = \frac{3000}{8} = 375 \text{ kg.}$$

Ciśnienie na podporę B oznacz. przez R'

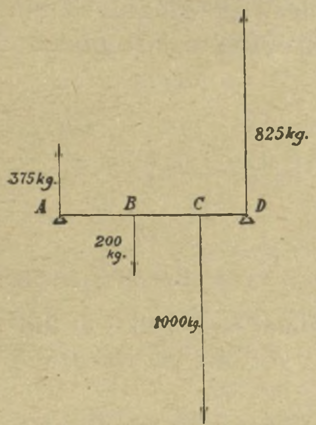
$$R' = 1200 - 375 = 825 \text{ kg.}$$



Rys. 19.

Mając te dane, możemy narysować szemat obciążeń tej belki, jak wskazano na rys. 20.

Siłą poprzeczną w danym przekroju belki nazywamy algebraiczną sumą sił (włączając w to i reakcję podpory), leżących z jednej strony danego przekroju.



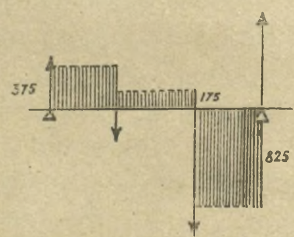
Rys. 20.

Np. dla wszystkich punktów belki między A i B siła (poprzeczna) ma wartość 375 kg. i skierowana jest do góry; dla wszystkich punktów belki między B i C siła poprzeczna równa jest 375—200 = 175 kg. i skierowana jest również do góry. Dla wszystkich punktów między C i D siła poprzeczna ma wartość

$$375 - 200 - 1000 = 825$$

i skierowana jest ku dołowi.

Dla obrazowości najlepiej jest zmianę sił poprzecznych wykazywać graficznie, jak to zrobiono na rys. 21, gdzie każda z sił wzięta jest w skali. Jest to wykres sił poprzecznych dla danego przypadku. Drugi wykres podany jest na rys. 22.

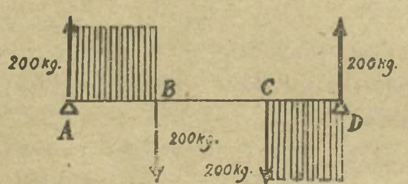


Rys. 21.

Jak widzimy siła poprzeczna na całym odcinku BC jest równą O.

W kursie „wytrzymałości materjałów“ dowodzone jest twierdzenie, że największy moment zginający sił skupionych będzie w tym przekroju belki, w którym siła poprzeczna zmienia znak.

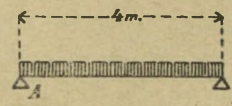
W wypadku sił skupionych następuje taka zmiana w miejscu działania jednej z sił; tak np. na rys. 20, taka zmiana znaku zachodzi w punkcie C, czyli największy moment zginający będzie w miejscu działania siły 1000 kg.



Rys. 22.

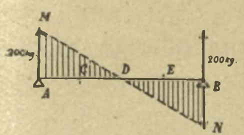
Na rys. 22, siła poprzeczna równą jest zeru na przestrzeni od punktu B do punktu C, czyli największy moment zginający dla całej belki AD ma na odcinku BC znaczenie stałe. W wypadku obciążenia równomiernie rozłożonego, wykres sił poprzecznych będzie wyobrażony nie zapomocą linji łamanej, lecz prostej, co wyjaśnimy na przykładzie.

Przykład. Na belkę AB długości 4 mtr., podpartą w obu końcach, działa równomiernie rozłożone obciążenie 100 kg. na metr bieżący. Zbudować wykres sił poprzecznych. Całe obiążenie belki wyniesie $4 \times 100 = 400$ kg.; ponieważ belka obciążona jest symetrycznie do swego środka, przeto ciśnienia na podpory będą jednakowe, t. j. po 200 kg. na podporę.



Rys. 23.

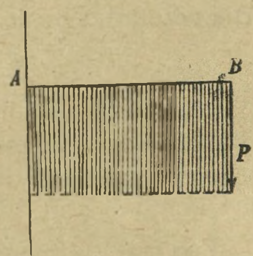
Siła poprzeczna dla punktu A równa się 200 kg.; jeżeli od punktu A odsuniemy się po linji AB w prawo, n. p. do punktu C, to w tem miejscu siła poprzeczna będzie mniejszą od 200 o tyle, ile wynosi obciążenie AC. Jeżeli $AC = 1$ m., to siła poprzeczna w punkcie C będzie $200 - 1 . 1000 = 100$ kg.; w punkcie D, jeżeli $AD = 2$ mtr., siła poprzeczna będzie się równać O ($200 - 2.100 = O$); w punkcie E siła poprzeczna będzie miała ujemną wartość, jeżeli $AE = 3$ mtr.: będzie ona wówczas równą $200 - 3 . 100 = 100$ kg.



Rys. 24.

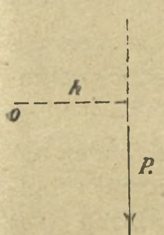
Czytelnik łatwo domyśli się, że proces zmniejszania się wartości siły poprzecznej będzie się odbywał wzdłuż prostej MN (ptrz. rys. 24). Widzimy, że w punkcie D siła poprzeczna zmienia swój znak, czyli, że w tem miejscu będzie się znajdował największy moment zginający siły równomiernie rozłożonej działającej na belkę AB.

Wykres sił poprzecznych w tym wypadku jest wskazany na rys. 24.



Rys. 25.

Gdy belka jednym końcem przytwierdzona jest do ściany, a na drugim obciążona siłą P (ptrz rys. 25), siła poprzeczna ma stałą wartość dla wszystkich punktów belki od B do punktu A, gdzie zmienia znak. Największy zatem moment zginający znajduje się w przekroju A.



Rys. 26.

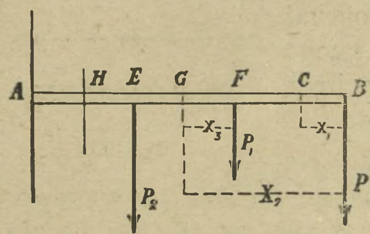
Przejdziemy do wyznaczenia samego momentu zginającego.

Momentem siły P względem punktu O nazywa sie iloczyn Ph, gdzie h jest długością pionu z punktu O do kierunku siły P (ptrz rys. 26).

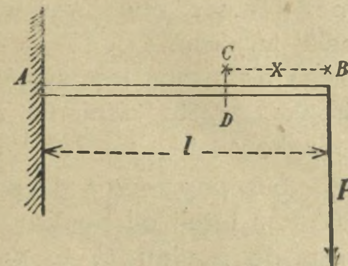
W wypadku, gdy belka przytwierdzona jest jednym końcem do ściany, a w drugim obciążana siłą P, (ptrz rys. 28) moment zginający dla przekroju CD równa się:

$$M = Px.$$

Jak już mówiliśmy, największy moment zginający znajduje się w przekroju A i równa się: $M = Pl$.



Rys. 27.



Rys. 28.

Jeżeli ta sama belka jest obciążona kilkoma siłami, jak to wskazano na rys. 28, moment zginający dla przekroju C równa się:

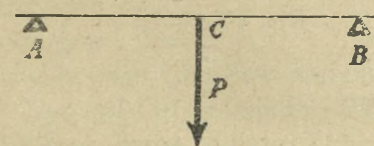
$$M = P \,.\, x_1;$$

dla przekroju G —

$$M = P \,.\, x_2 + P_1 \, x_3;$$

dla przekroju H —

$$M = P \,.\, HB + P_1 \, HF + P_2 \, HE.$$

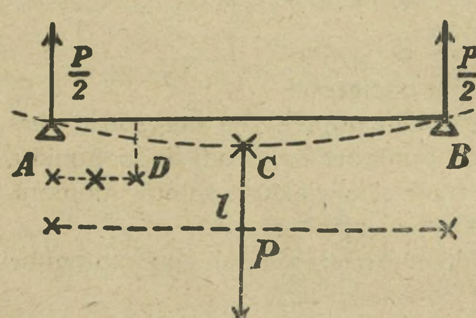


Rys. 29.

Dla przekroju A moment zginający będzie największym i równa się:

$$M = P \,.\, AB + P_1 \, AF + P_2 \, AE.$$

Jeżeli belka leży swobodnie na dwóch podporach, wówczas dla odnalezienia momentu zginającego w jakimkolwiek jej przekroju zaczniemy od wypadku, kiedy belka obciążona jest pośrodku siłą P; reakcję podpór A i B łatwo znajdziemy; każda z nich równa się $\frac{P}{2}$.



Rys. 30.

Szemat obciążeń będzie wtedy wyglądał tak, jak wskazano na rys. 30.

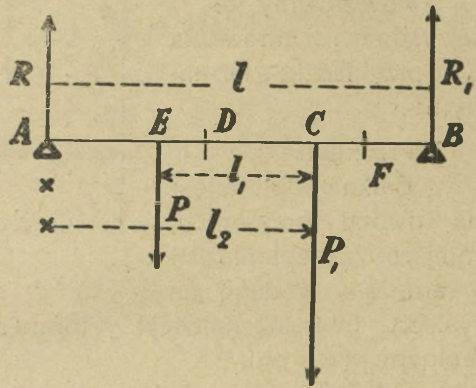
Widzimy, że wypadek ten możemy traktować tak: belka AC przytwierdzona jest w punkcie C do ściany; na końcu jej, w punkcie A, przyczepiona jest siła $\frac{P}{2}$. Na zasadzie poprzednich wzorów wiemy, że moment zginający dla przekroju będzie największy i równa się: $M = \frac{P}{2} \cdot \frac{l}{2} = \frac{Pl}{4}$.

W dowolnym przekroju D moment zginający równa się

$$M = \frac{P}{2} \cdot x.$$

Jeżeli na belkę AB działa kilka obciążeń, to dla określenia największego momentu lub wogóle zginającego momentu dla dowolnego jej przekroju postępujemy tak samo, jak i w poprzednim wypadku; mianowicie w tym punkcie, gdzie znajduje się największy moment zginający (punkt zaś ten znajdziemy łatwo na zasadzie wykresu sił poprzecznych), uważamy belkę za przytwierdzoną do ściany; reakcję podpory rozpatrujemy, jako siłę, i określamy moment zginający dla dowolnego przekroju, jak to robiliśmy dla belki na rys. 28.

Wyjaśnijmy to na przykładzie:



Rys. 31.

Na belkę AB działają dwie siły: P i P_1, gdzie $P_1 > P$.

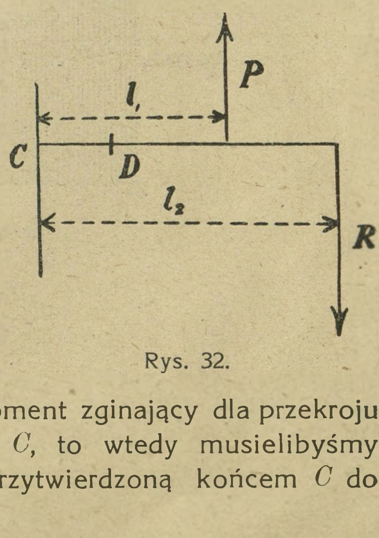
Punkty zaczepienia ich są wiadome, to jest l_1 i l_2 są dane.

Jak już pokazywaliśmy na str. 34, reakcję podpór łatwo znajdziemy; oznaczmy je przez R i R_1.

Łatwo byłoby przekonać się, że największy moment zginający będzie w punkcie zaczepienia siły P_1.

Uważamy część belki AC za belkę, przytwierdzoną końcem C do ściany, na którą działają dwie siły R i P (patrz rys. 32).

W przekroju C znajduje się największy moment zginający i równa się on: $M = Rl_2 - P \cdot l_1$; przed Pl_1 stoi znak —, ponieważ kierunki sił R i P są przeciwne. W dowolnem miejscu belki AB (rys. 31.), n. p. w D, moment zginający będzie się równał:



Rys. 32.

$$M = R \cdot AD. - P \cdot ED.$$

Jeżelibyśmy chcieli określić moment zginający dla przekroju F, leżącego z drugiej strony punktu C, to wtedy musielibyśmy część CB rozpatrywać jako belkę, przytwierdzoną końcem C do ściany, na której końcu zaczepioną jest siła R_1, wtedy dla przekroju F moment zginający będzie równał się: $M = R_1\,FB$.

Największym będzie dla przekroju C i równać się będzie:

$$M = R_1\,CB,$$

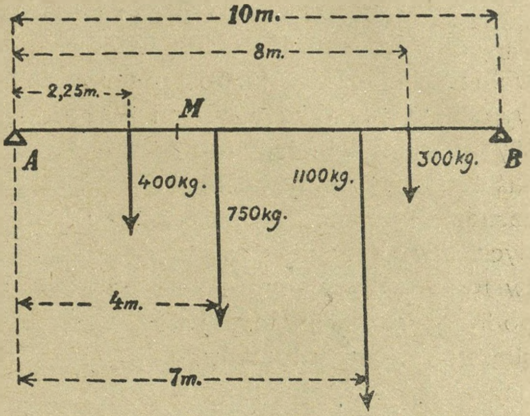
oczywiście, że

$$R_1\,CB = Rl_2 - Rl_1.$$

Powtórzymy te wszystkie rozumowania na przykładzie liczebnym:

Przykład:

Belka podparta jest na dwóch podporach, miejsca zaczepienia sił i same siły podane na rys. 33. Określić największy moment zginający i moment w dowolnym przekroju.

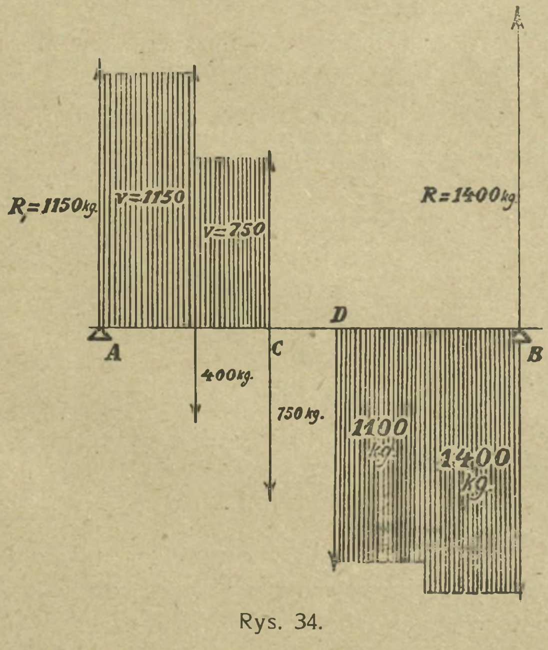


Rys. 33.

Odnajdujemy reakcję podpory B: oznaczamy ją przez R.

$$R\,.\,10 = 300\,.\,8 + 1100\,.\,7 + 750\,.\,4 + 400\,.\,2\,.\,25.$$

$$R = \frac{2400 + 7700 + 3000 + 900}{10} = 240 + 770 + 300 + 90 = 1400\ \text{kg}.$$



Rys. 34.

Reakcję podpory A, którą oznaczamy przez R', znajdziemy ze wzoru:

$$R' = (400 + 750 + 1100 + 300) - R = 2550 - 1400 = 1150 \text{ kg.}$$

Zrobimy wykres sił poprzecznych: jest on wykonany na rys. 34.

Z wykresu sił poprzecznych widzimy, że największy moment zginający będzie w punktach między C i D, dla których moment największy ma stałe znaczenie.

Wielkość jego M otrzymamy z równania:

$$M = 1150 \,.\, 4 - 400\,(4 - 2{,}25) = 4600 - 400 \,.\, 1{,}75 = 4600 - 700 = 3900 \text{ kg/metr.}$$

Dla dowolnego punktu M (rys. 33), odległego od A o 3 metry.

Moment zginający ma wartość:

$$M = 1150 \,.\, 3 - 400\,(3 - 2{,}25) = 3450 - 300 = 3150 \text{ kg/metr.}$$

TABLICA I.

Rodzaj mostu	na ciągnienie τ	na ciśnienie τ — w kierunku do włókien	na ciśnienie τ — prostopadłym do włókien	na zginanie	na ścinanie — w kierunku do włókien	na ścinanie — prostopadłym do włókien
Drzewo miękkie						
1) Mosty tymczasowe:						
dla pieszych i drogowe .	135	110	16	120	20	60
„ kolei drugorzędnych .	125	100	14	110	18	55
„ „ głównych . . .	115	90	12	100	15	50
2) Mosty stałe:						
dla pieszych i drogowe .	90	75	14	85	12	50
„ kolei drugorzędnych .	85	70	12	80	10	40
Drzewo twarde						
1) Mosty tymczasowe:						
dla pieszych i drogowe .	135	120	55	125	30	64
„ kolei drugorzędnych .	125	110	50	115	25	58
„ „ głównych . . .	115	100	40	105	20	52
2) Mosty stałe:						
dla pieszych i drogowe .	95	80	50	90	16	52
„ kolei drugorzędnych .	90	75	40	85	12	42

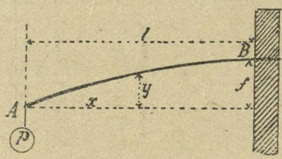
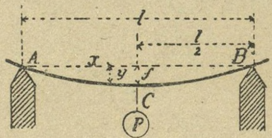
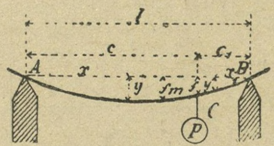
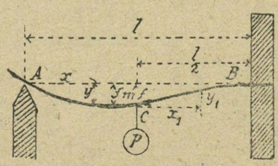
w kilogramach na cm^2.

TABLICA II.

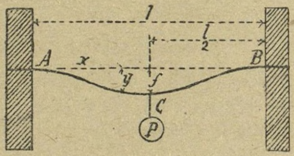
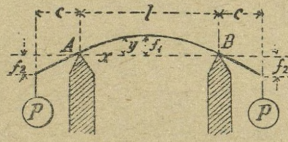
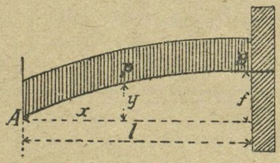
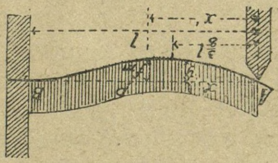
Normy dopuszczalnych obciążeń gruntu (z rosyjskich przepisów).

1) Torf, czarnoziem, w zależności od ilości wody	0,12 — 0,5 kg/cm^2.
2) Piasek miałki, ił, glina w wodzie . .	0,5 — 1,2 „
3) „ nieruchomy i glina zleżała w wodzie	1,2 — 2 „
4) Grunt gliniasty, glina zleżała, piasek wilgotny bez wody	2 — 3 „
5) Glina mocno zleżała z piaskiem lub żwirem	3 — 3,8 „
6) Sucha glina lub żwir dobrze zleżały.	3,8 — 4,5 „
7) Zbita sucha glina, żwir z większych kamieni	4,5 — 5 „
8) Grunta łupkowe suche i dobrze zleżałe	5 — 6,5 „
9) Żwir zleżały i grunta łupkowe, które można poruszyć tylko zapomocą oskardów lub łomów	6,5 — 7,5 „
10) Grunta skaliste ($^1/_{10}$ część czasowej wytrzymałości skały)	7,5 — 177 kg/cm^2.

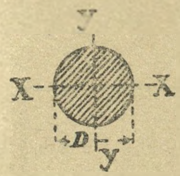
TABLICA III.

№		Reakcje podpór A, B Momenty gnące M	
1		$B = P$ $M = Px$ $Mmax = Pl$	
2		$A = B = \frac{P}{2}$ $M = \frac{Px}{2}$ $Mmax = \frac{Pl}{4}$	
3		$A = \frac{Pc_1}{l}; \quad B = \frac{Pc}{l}$ $Mmax = \frac{Pc\ c_1}{l}$	
4		$A = \frac{5}{16} P \quad B \frac{11}{16} P$ $Mmax = \frac{3\ Pl}{16}$	

TABLICA IV.

№		Reakcje podpór A, B Moment zginający M	
5.		$A = B = \frac{P}{2}$. Dla AC: $M = \frac{Pl}{2}\left(\frac{x}{l} - \frac{1}{4}\right)$: dla CB: $M = \frac{Pl}{2}\left(\frac{x}{l} - \frac{3}{4}\right)$. $M\,max = \frac{Pl}{8}$.	
6.		$A = B = P$. dla AB: $M = Pc$	
7.		$B = P$. $M = \frac{Px^2}{2l}$ $Mmax = \frac{Pl}{2}$	
8.		$A = B = \frac{P}{2}$ $M = \frac{Px}{2}\left(1 - \frac{x}{l}\right)$. $Mmax = \frac{Pl}{8}$	
9.		$A = \frac{3}{8}P$; $B = \frac{5}{8}P$. $M = \frac{Px}{2}\left(\frac{3}{4} - \frac{x}{l}\right)$. $Mmax = \frac{Pl}{8}$	

TABLICA V.



$$J = \frac{\pi d^4}{64};\; W = \frac{\pi d^3}{32}$$

Okrągły przekrój poprzeczny.

Średnica D	Moment bezwładności J	Moment oporu W	Średnica D	Moment bezwładności J	Moment oporu W	Średnica D	Moment bezwładności J	Moment oporu W
1	0,0491	0,0982	34	65597	3859	67	989166	29527
2	0,7854	0,7854	35	73662	4209	68	1049550	30869
3	3,976	2,651	36	82448	4580	69	1112660	32251
4	12,57	6,283	37	91998	4973	70	1178588	33674
5	30,68	12,27	38	102354	5387	71	1247393	35138
6	63,62	21,21	39	113561	5824	72	1319167	36644
7	117,9	33,67	40	125664	6283	73	1393994	38192
8	201,1	50,27	41	138709	6766	74	1471913	39783
9	322,1	71,57	42	152745	7274	75	1553156	41417
10	490,9	98,17	43	167820	7806	76	1637662	43096
11	718,7	130,7	44	183984	8363	77	1725571	44820
12	1018	169,6	45	201289	8945	78	1816972	46389
13	1402	215,7	46	219787	9559	79	1911967	48404
14	1886	269,4	47	239531	10193	80	2010619	50265
15	2485	331,3	48	260376	10857	81	2113051	52174
16	3217	402,1	49	282979	11550	82	2219347	54130
17	4100	482,3	50	306796	12270	83	2329605	56135
18	5153	572,6	51	332036	13023	84	2443920	58189
19	6397	673,4	52	358909	13804	85	2561392	60292
20	7854	785,4	53	387323	14616	86	2685120	62445
21	9547	909,2	54	417393	15459	87	2812205	64698
22	11499	1040	55	449180	16334	88	2943748	66903
23	13737	1194	56	482750	17241	89	3079853	69210
24	16286	1357	57	518166	18181	90	3220623	71569
25	19175	1534	58	555497	19155	91	3366165	73982
26	22432	1726	59	594810	20169	92	3516586	76448
27	26087	1932	60	636172	21206	93	3671992	78938
28	30172	2155	61	679651	22284	94	3832492	81542
29	34719	2394	62	725332	23398	95	3998198	84173
30	39761	2651	63	773272	24548	96	4169220	86859
31	45333	2925	64	823550	25736	97	4345671	89601
32	51472	3217	65	876240	26961	98	4527665	92401
33	58214	3528	66	931420	28225	99	4715315	95259

TABLICA VI.

Tablica trygonometrycznych wielkości.

Stopnie	Sinus	Cosinus	Tangens	Cotgn.	Stopnie	Sinus	Cosinus	Tangens	Cotgn.
1	0,0174	0,9998	0,0175	57,2900	24	0,4067	0,9135	0,4452	2,2460
2	0,0349	0,9944	0,0349	28,6362	25	0,4226	0,9063	0,4663	2,1445
3	0,0523	0,9986	0,0524	19,0811	26	0,4384	0,8988	0,4877	2,0503
4	0,0698	0,9976	0,0599	14,3007	27	0,4510	0,8910	0,5095	1,9026
5	0,0872	0,9962	0,0875	11,4300	28	0,4695	0,8829	0,5317	1,8807
6	0,1045	0,9945	0,1051	9,5144	29	0,4848	0,8746	0,5543	1,8040
7	0,1219	0,9925	0,1228	8,1443	30	0,5000	0,8660	0,5773	1,7320
8	0,1391	0,9903	0,1405	7,1154	31	0,5150	0,8572	0,6008	1,6643
9	0,1564	0,9877	0,1584	6,3131	32	0,5300	0,8480	0,6249	1,6033
10	0,1736	0,9848	0,1763	5,6713	33	0,5446	0,8387	0,6494	1,5399
11	0,1908	0,9816	0,1944	5,1445	34	0,5592	0,8290	0,6745	1,4826
12	0;2079	0,9781	0,2126	4,7046	35	0,5736	0,8191	0,7002	1,4281
13	0,2249	0,9744	0,2309	4,3315	36	0,5878	0,8090	0,7265	1,3764
14	0,2419	0,9703	0,2493	4,0108	37	0,6018	0,7986	0,7535	1,3270
15	0,2588	0,9659	0,2679	3,7320	38	0,6157	0,7880	0,7813	1,2799
16	0,2756	0,9613	0,2867	3,4874	39	0,6293	0,7771	0,8098	1,2349
17	0,2924	0,9563	0,3057	3,2708	40	0,6428	0,7660	0,8391	1,1917
18	0,3090	0,9510	0,3249	3,0777	41	0,6561	0,7547	0,8693	1,1504
19	0,3256	0,9455	0,3443	2,9042	42	0,6691	0,7431	0,9009	1,1106
20	0,3420	0,9397	0,3639	2,7475	43	0,6820	0,7313	0,9325	1,0723
21	0,3584	0,9336	0,3839	2,6051	44	0,6947	0,7193	0,9657	1,0355
22	,03746	0,9272	0,4040	2,4751	45	0,7071	0,7071	1,0000	1,0000
23	0,3907	0,9205	0,4245	2,3558					

$\mathrm{Sin}\alpha = \mathrm{Cos}\,(90-\alpha)$; $\mathrm{Cos}\alpha = \mathrm{Sin}\,(90-\alpha)$; $\mathrm{tg}\alpha = \mathrm{Ctg}\,(90-\alpha)$.

ROZDZIAŁ II.

MOSTY TYMCZASOWE.

§ 1. Przed zbudowaniem mostu na rzece, należy zarządzić studja nad właściwościami rzeki i brzegów. Studja te polegają na ustaleniu następujących danych:

1) ogólny kierunek rzeki;
2) średnia szybkość prądu w danem miejscu na powierzchni i po dnie;
3) linja nurtu;
4) szerokość rzeki w danem miejscu;
5) właściwości gruntu dna i brzegów;
6) profil poprzecznego przekroju rzeki wraz z brzegami;
7) ustalenie najwyższego i najniższego stanu wody;
8) miejsca wysp, mielizn i kamieni podwodnych w okolicy mostu;
9) dopływy rzeki w okolicy mostu;
10) tamy, szluzy lub groble;
11) przeprawy istniejące na rzece;
12) daty zamarzania i puszczania lodów wiosną;
13) kierunek i siły panujących wiatrów;
14) właściwości nadbrzeżnych dróg i ścieżek;
15) właściwości dróg podchodzących ku rzece;
16) przestrzeń i właściwości basenu rzeki.

Przy urządzaniu przeprawy na krótki przeciąg czasu, określanie ostatnich 5 punktów nie ma wielkiego znaczenia; może być ono opuszczone i potem, w razie potrzeby. wykonane dodatkowo. Wybór miejsca dla przeprawy jest zależny od względów strategicznych, z punktu widzenia inżynierskiego, miejsce przeprawy może być zmieniane na bardzo małym odcinku.

§ 2. Z punktu widzenia taktycznego najdogodniejszemi dla przeprawy są punkty, których:

1) podejścia do mostu od strony nieprzyjaciela mogą być łatwo bronione;

2) rzeka zatacza łuk w naszą stronę, co pozwala nam bronić przystępu do mostu nie tylko frontalnie, lecz i flankowo;

3) brzeg od strony nieprzyjaciela odkryty, nasz zaś jest zakryty;

4) nasz brzeg góruje nad nieprzyjacielskim;

5) most może być lepiej ukryty przed oczami wroga.

Z punktu widzenia inżynierskiego najdogodniejszemi są punty, których:

1) rzeka płynie prosto, bez zakrętów, bo w tym wypadku most będzie krótszy; prąd jest więcej prawidłowy i mniejsza jest możliwość zatorów lodowych;

2) brzegi są o tyle wysokie, że się nie zatapiają przy najwyższym stanie wody i jednocześnie nie wymagają urządzenia długich zjazdów do mostu, lub wysokich filarów mostowych;

3) na rzece są niezalewane wyspy, które pozwalają skrócić ogólną długość mostu, lub poszczególnych jego przęseł;

4) grunt nie jest błotnisty ani skalisty, t. j. nie utrudnia budowy jarzm lub umocowania kotwic;

5) łatwiejsze jest zgromadzenie materjału budowlanego;

6) oś mostu może być prostopadłą do osi rzeki w danym miejscu;

7) brzegi rzeki nie są podmywane przez nurt.

§ 3. Szybkość prądu nie jest jednakową dla różnych punktów głębokości i szerokości rzeki; oprócz tego zmienia się ona wraz ze zmianą poziomu wód, kierunku i siły wiatru. Linja na powierzchni rzeki, która jest geometrycznem miejscem punktów największej szybkości, nazywa się nurtem rzeki. Przy brzegach jednakowej wysokości nurt rzeki biegnie mniejwięcej po środku rzeki, w wypadku niejednakowej wysokości brzegów — nurt biegnie bliżej do wysokiego i stromego brzegu.

§ 4. Dla ustalenia średniej chyżości prądu na danym odcinku postępujemy tak: na brzegu ustalamy dwie linje, z których każda jest prostopadłą do nurtu i które oddalone są dość znacznie jedna od drugiej; (im większa jest odległość między niemi, tem lepszy otrzymamy rezultat pomiaru). Następnie rzucamy na nurt jakikolwiek lekki przedmiot i notujemy czas, jaki upłynie, nim przedmiot ten przepłynie od jednej linji do drugiej. Odmierzywszy długość nurtu między temi dwiema linjami i dzieląc tę długość przez czas, który potrzebny byłby, aby przedmiot przepłynął od jednej linji do drugiej, otrzymamy chyżość prądu. Jeżeli odległość między linjami otrzymamy w metrach, a czas w sekundach, to szybkość nurtu otrzymamy w jednostkach $\frac{\text{metr}}{\text{sekunda}}$.

Musimy zaznaczyć, że jest to bardzo prymitywny sposób mierzenia szybkości nurtu rzeki, ale dla mostów wojskowych jest on wystarczający.

Szybkość prądu musi być ustalona dlatego, ażeby można było wnosić o możliwości podmywania gruntu, a tem samem i o osłabianiu podpór, o ile nie są one pływające.

Bardziej ścisłe badanie chyżości prądu jest wskazane, jeżeli zachodzi obawa podmywania gruntu.

Największa szybkość prądu znajduje się nie na powierzchni wody, lecz nieco niżej; najmniejsza na dnie. Przy szybkości:

do	0,5	$\frac{\text{metr.}}{\text{sek.}}$	prąd nazywa się słabym
od	0,5 do 1	„	„ „ zwyczajnym
„	1 — 2	„	„ „ silnym
więcej niż	2	„	„ „ b. silnym.

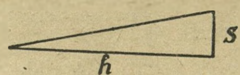
Przy szybkości prądu ponad 3 metr. żegluga po rzece jest już niemożliwa.

Średnią szybkością nazywa się średnia arytmetyczna szybkości na powierzchni i na dnie. Jeżeli a jest szybkością na powierzchni, c jest szybkością na dnie, to $\frac{c+a}{2}$ $(\frac{\text{mtr.}}{\text{sek.}})$ jest średnią szybkością w danem miejscu.

Według Prony średnia szybkość

$$v = \left[\sqrt{0{,}005162 + 3233 \frac{w}{p} \text{ i}} - 0{,}007185 \right] \frac{\text{mtr.}}{\text{sek.}}$$

gdzie w płaszczyzna żywego przekroju rzeki, p podwójny obwód dna rzeki, i jej spad w danem miejscu, t. j. stosunek wysokości spadu do długości — $\left(\frac{s}{h}\right) = i$.

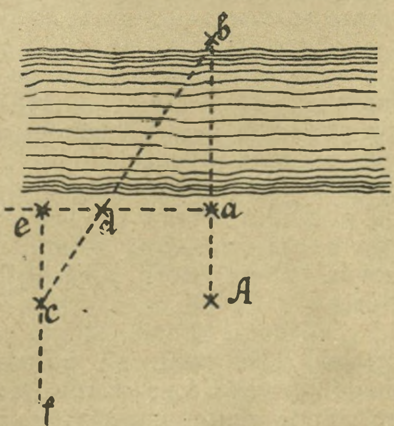


Zależność V od szybkości Vo na powierzchni wyraża się równaniem:

$$V = Vo \frac{Vo + 7{,}78}{Vo + 10{,}31} \frac{\text{mtr.}}{\text{sek.}}$$

Szerokość rzeki mierzy się albo bezpośrednio, przy pomocy naciągniętego sznura czy drutu, od jednego brzegu do drugiego, albo przez pośrednie obliczenie szerokości rzeki, zapomocą urządzeń lub instrumentów pomocniczych. § 5.

Gdy brak przyrządów mierniczych, szerokość może być znaleziona tak:



Rys. A.

Wyznaczamy linję Aab, o ile możności do nurtu rzeki prostopadłą w tem miejscu; przypuśćmy, że punkty a i b oznaczamy w naturze kołami, zabitemi w ziemię. Przez punkt a prowadzimy linję ade, prostopadłą do linji ab i na niej wybieramy punkt d (odległość da mierzymy); za punktem d wybieramy na tej samej linji punkt e i mierzymy odległość de; zwykle $da > de$. Następnie przez punkt e prowadzimy linję ef, prostopadłą do linji ea; na tej linji znajdujemy punkt c tak, żeby trzy punkty c, d i b leżały na jednej prostej linji — i mierzymy odcinek ec.

Wtedy, nazywając ab przez X, z podobieństwa trójkątów dec i dab mamy:

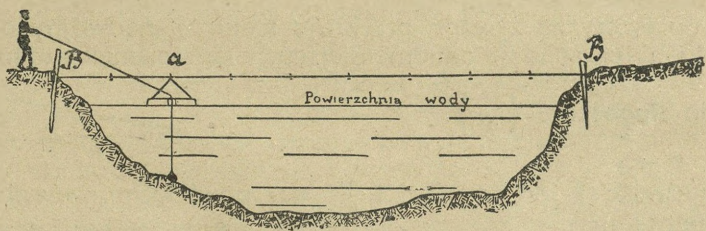
$$\frac{X}{ad} = \frac{ec}{ed}; \ X = \frac{ad \, . \, ec}{ed}$$

Dla przeprowadzenia linji prostopadłej do danej, t. j. dla zbudowania kąta prostego w naturze używa się zwykle egipskiego trójkąta prostokątnego z bokami 3, 4 i 5 jednostek linjowych.

Trójkąt ten formuje się ze sznurków odpowiedniej długości; naturalnie długości boków trójkąta mogą być nie równe 3, 4 i 5 jednostkom, lecz tylko proporcjonalne do tych liczb, n. p. 6, 8, 10; 9, 12, 15; 12, 16, 20.

Głębokość oznacza się zapomocą pomiarów bezpośrednich, opuszczając sznurek z ciężarem przywiązanym do końca, kij lub inny przedmiot.

Głębokość i szerokość niedużych rzek, może być znaleziona także zapomocą następującego urządzenia: bierzemy sznur BB, długości nie mniejszej od podwójnej szerokości rzeki i dzielimy



Rys. B.

go na odcinki, długości n. p. 2 mtr.; punkty podziałki oznaczamy farbą lub czem innem, najlepiej z oznaczeniem w każdym punkcie podziałki jego odległości od początku sznura. Następnie sznur taki umocowany na jednym z brzegów, pociągamy, stojąc na drugim brzegu, do siebie i zauważywszy na podziałce odległość od początku sznura tem samem znajdujemy szerokość rzeki. Następnie na tym sznurze umocowuje się pływak, mający pionowy otwór, przez który przechodzi drugi sznur, mający na końcu ciężar.

Potem z drugiej strony przyciągamy sznur o taką ilość podziałek, jaka okaże się potrzebną i pociągnąwszy ciężar do samego pływaka, puszczamy sznur dopóty, dopóki ciężar nie stanie na ziemi; odmierzywszy opuszczony kawałek, otrzymamy głębokość rzeki w danem miejscu. Takim sposobem otrzymamy dane, potrzebne do narysowania profilu dna rzeki; oczywiście im gęściej zrobimy pomiary głębokości, tem dokładniejszy będzie profil dna.

Rodzaj dna studjujemy, wydobywając próbki gruntu zapomocą świdra lub czerpaka.

Most podlega działaniu następujących sił: § 7.

a) ciężar własny;

b) ciężary, przesuwające się po moście;

c) uderzenia (wzdłuż osi i w poprzek osi; te ostatnie wywołują kołysanie się mostu podczas przejazdu);

d) Uderzenia o podpory mostu ciał, płynących z biegiem rzeki;

e) ciśnienie wiatru;

f) opór podpór.

Są to siły zewnętrzne, które muszą znajdować się w równowadze z siłami wewnętrznemi, t. j. z natężeniami materjału.

Część mostu, spoczywająca bądź bezpośrednio na belkach głównych, bądź też pośrednio na poprzecznicach i podłużnicach, a służąca do utworzenia płaszczyzny, po której przesuwają się ciężary, nazywamy pomostem. Pomost dzieli się na część niosącą pomost właściwy (dylinę lub krąglaki) i na część, na którą działają ciężary bezpośrednio, pokrycie pomostu, utworzone z dyliny lub krąglaków.

Czasami jednak jeden zeskład zastępuje obie części pomostu, które wtedy stanowią całość.

Obciążenia, którym podlegają różne części mostu, mogą być skupione, jak np. ciśnienia koła wozu, lub jakiegokolwiek ciężaru, ustawionego na moście, i równomiernie rozłożone; przykładem tej drugiej kategorji może być waga własna belki.

Tłum ludzi, znajdujących się na moście uważany jest też za obciążenie równomiernie rozłożone; teoretycznie nie jest to słuszne, praktycznie jednak jest rzeczą dopuszczalną.

Czasami musimy przy obliczaniu mostu wiedzieć, w jakich granicach waha się waga górnej części mostu, t. j. pomostu wraz z belkami głównemi. Otóż przyjmujemy, że przy normalnej pojedyńczej dylinie (grubość dyli od 5—6 cm.), odległość belki od belki nie mniej jak 75 cm. i grubość belek od 20—30 cm., waga 1 kw. metra pomostu wraz z belkami głównemi wynosi przeciętnie 90 klgr. § 8.

Ciężar 1 kw. metra pokrycia (dyliny) może być przyjęty, w zależności od grubości dyli.

Przy dylach grubości 5 cm. . . . . . 35 kg.
„ „ „ 6 cm. . . . . . 45 kg.
„ „ „ 7 cm. . . . . . 53 kg.
„ „ „ 8 cm. . . . . . 60 kg.

W innych wypadkach należy na podstawie tych danych każdorazowo obliczyć przybliżony ciężar 1 kw. metra pomostu.

Obciążenie mostu przez tłum przyjmujemy równem: 300 kg. na metr kwadratowy przy tłumie mniej niż średniej gęstości.

400 kg. na metr kw. przy tłumie średniej gęstości.

Ciśnienie wiatru przyjmuje się równem 130 kg. na metr kw., przyjąwszy, że kierunek wiatru jest poziomy.

Niżej podajemy tablicę ciężaru dział artyleryjskich i wozów, który musi być uwzględniony przy projektowaniu mostu. § 9.

System dział.	Ciężar ogólny w tonach.	Ciśnienie na przednią oś w tonach.	Ciśnienie na tylną oś w ton.	Rozst. w metr. osi	kół.
Armata polowa M. 96/A, P, 7,7 cm. . .	2,3 (z obsł.)	1,124	1,176	3,350	1,530
Armata polowa M. 16. P, 7,7 cm. . . .	2,26	0,931	1,325	"	"
Lekka haubica polowa M. 98/09 p. 10,5 cm. . . .	2,560	1,270	1,380	3,790	1,530
Lekka haubica polowa M. 16 P, 10,5 cm.	2,200	0,763	1,400	"	"
Armata 130 m/m P. .	7,669	0,831	6,8-38	4,685	1,530

System wozu	Ciężar ogólny w tonach.	Ciśnienie na przednią oś w tonach.	Ciśnienie na tylną oś w ton.	Rozstaw w metrach osi	kół.
Osobowy . . .	2,5	0,84	1,66	3,5	1,2
Ciężarowy . . .	10	3	7	4	1,5
Pancerny . . .	4	1,2	2,8	4	1,5
Traktor	12	2,4	9,6	4	1,5
Czołg	15	—	—	Ogólna długość 7 metr,	

(Dane te wzięte z odpisu pisma sekcji automobilowej do szefa sekcji inżynierji wojskowej (№ 1063 od dnia 4 lutego 1919 r.)

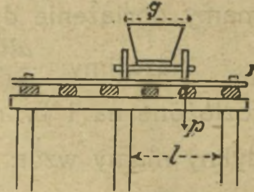
§ 10. Przy projektowaniu należy ustalić, dla jakich największych ciężarów przeznaczony jest most i według tego prowadzić obliczenie.

Obliczenie prowadzi się zawsze, zaczynając od dyliny: następnie oblicza się te belki, na których leży dylina, potem te, na których leżą belki poprzednie, wreszcie oczepy i pale. Działania wiatru na most przy obliczaniu tymczasowych mostów nie bierzemy pod uwagę, gdyż, jak stwierdziła praktyka, most, obliczony z pewnym nadmiarem wytrzymałości na nieprzewidziane siły zewnętrzne, (a taki nadmiar zawsze ma miejsce chociażby ze względu na spółczynniki pewności) zawsze się ostoi działaniu najsilniejszych nawet wiatrów. Co się tyczy cyklonów, to ich siły niszczącej przewidzieć niemożna; były wypadki, kiedy cyklon podejmował most z podpór i rzucał go w dół.

Górna część mostu składa się, jak już mówiliśmy, z pomostu § 11.
właściwego, inaczej zwanego dyliną, i z belek podtrzymujących ją.

Pomost właściwy, dylinę, robi się z desek lub krąglaków, układanych w poprzek lub wzdłuż mostu.

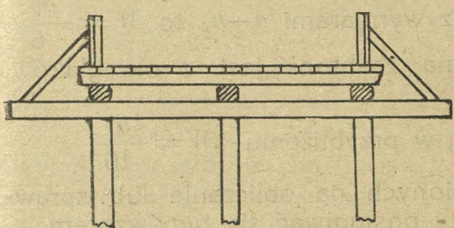
Dylinę przybija się do belek głównych lub do poprzecznic ćwiekami o podwójnej lub potrójnej długości dyli, albo umocowuje się zapomocą krawężników, ułożonych z dwóch stron dyliny. Krawężniki przymocowują się do dyliny ćwiekami (ptrz rys. 1; krawężniki oznaczone literą n).



Rys. 1.

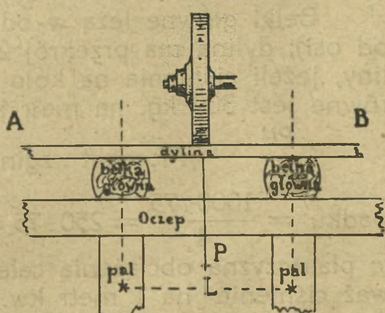
Wzdłuż układa się dylinę rzadziej, ma to miejsce tylko w tych wypadkach, kiedy z tych lub innych przyczyn na belkach głównych leżą poprzecznice. (ptr. rys. 1a).

Poprzecznice są wskazane np. w tym wypadku, kiedy belki główne są o tyle grube, i mogą być postawione jedna od drugiej na taką odległość, że dylina położona wpoprzek belek, nie wytrzyma ciężarów, na niej leżących. Mówiąc ogólnie, poprzecznice znajdują się tylko w większych mostach, w których belki główne są złożonemi konstrukcjami; w mniejszych mostach, w których belki główne są zwykłemi klocami, dylinę zawsze układa się wpoprzek, bezpośrednio na belkach głównych.


Rys. 1a.

Sprawdzanie lub obliczanie dyliny prowadzi się w sposób następujący:

Odcinek dyliny, leżący na dwóch sąsiednich belkach głównych, rozpatruje się, jako belkę leżącą na dwóch podporach, poddaną działaniu obciążenia skupionego — zwykle ciśnienia koła wozu lub działa — i obciążenia równomiernie rozłożonego tłumu (ptrz rys. 2).



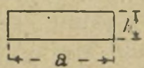
Rys. 2.

Oznaczmy obciążenie, wywołane przez koło, przez P; jak wiadomo, największy moment zginający będzie wtedy, kiedy koło stanie pośrodku tej belki AB (dyliny); będzie się on równał: $\frac{P.l}{4}$, gdzie l jest odległością osi jednej belki od osi sąsiedniej.

Jeśli szerokość dyla AB oznaczymy przez a, to powierzchnia jego obciążenia wyniesie al. Jeżeli a i l wyrażone są w metrach, to mnożąc al przez Q, — czyli obciążenie 1 kw. metra przez tłum, otrzymamy alQ, jako ogólne obciążenie dyla przez tłum. Dzieląc alQ przez l otrzymamy obciążenie równomiernie rozłożone na 1 bieżący metr dyla. Dzieląc alQ przez 100 l otrzymamy obciążenie dyla na 1 cm. bieżący.

Nazwijmy: $\frac{alQ}{l} = aQ = q$ t. j. obciążenie równomiernie rozłożone na 1 b. metr, wtedy dla obciążenia lub sprawdzenia dyliny mamy wzór: $\frac{Pl}{4} + \frac{ql^2}{8} \leq \tau W$.

$\frac{Pl}{4}$ jest momentem największym siły skupionej l odległość belki od belki; $\frac{ql^2}{8}$ jest największym momentem równomiernie rozłożonego obciążenia (q na b. jednostkę); τ jest to natężenie, dopuszczalne dla drzewa; przyjmiemy go $=$ 100 kg/cm². W — jest to moment oporu naszego dyla. Jeżeli dyl ma przekrój prostokątny z wymiarami a—h, to $W = \frac{ah^2}{6}$



Rys. 3a.

Jeżeli dylina zrobiona jest z okrąglaków, o średnicy d to:

$$W = \frac{\pi d^3}{32}; \text{ w przybliżeniu } W = \frac{d^3}{10}$$

Kilka przykładów przerobionych na obliczanie lub sprawdzenie dyliny wskaże, jak należy posługiwać się tym wzorem.

Należy pamiętać, że wszystkie pomiary muszą być uzgodnione: t. np. jeżeli a, h, l, są wyrażone w centymetrach, to q musi być wyrażone w jednostkach obciążeń na cm. bieżący, t j. w tonnach, kilogramach lub gram. na cm. bieżący. Jeżeli obciążenie skupione wyrażone jest w klg. — to q powinno być wyrażone też w kilogramach, i t. d.

§ 12. Przykład 1-y.

Belki główne leżą w odległości 75 cm. jedna od drugiej (oś od osi); dylina ma przekrój 25×6 cm. Sprawdzić natężenie dyliny, jeżeli ciśnienie na koło wynosi 1000 kg., a ciśnienie tłumu równe jest 300 kg. na metr kw.

$\frac{Pl}{4}$ — Moment zginający (największy) w naszym wypadku $= \frac{1000 \,.\, 75}{4} = 250 \,.\, 75 = 18750$ kg/cm., musimy odnaleźć q; płaszczyzna obciążenia całej dyliny wyniesie $25 \,.\, 75$ cm²; ponieważ ciśnienie na 1 metr kw. wynosi 300 kg. to na 1 cm. kw. wyniesie $\frac{300}{10000} = \frac{3}{100}$ kg. $=$ 0,03 kg/cm², a na cały dyl $25 \,.\, 75 \,.\, 0{,}03$ kg., skąd na 1 cm. bieżący mamy

$$\frac{25 \,.\, 75 \,.\, 0{,}03}{75} = 25 \,.\, 0{,}03 \text{ kg.} = 0{,}75 \text{ kg.}$$

Tak więc $q = 0{,}75$ kg. na cm. bieżący. W danym wypadku $W = \frac{25 . 6^2}{6} = 150$ cm³. Podstawiamy otrzymane dane do wzoru

$$\frac{Pl}{4} + \frac{ql^2}{8} \leqq \tau W;$$

otrzymujemy:

$$18750 + \frac{0{,}75 . 75^2}{8} \leqq \tau\ 150.$$

$$18750 + \frac{0{,}75 . 5625}{8} \leqq \tau\ 150$$

$$18750 + 527 \leqq \tau\ 150$$

$$\frac{19277}{150} \leqq \tau$$

$$128 \text{ kg/cm}^2 \leqq \tau.$$

Widzimy, że natężenie dylu wynosi 128 kg/cm², co jest niemożliwe wobec dopuszczalnego natężenia 100 kg/cm².

Musimy doprowadzić do tego, żeby natężenie w materjale nie przekraczało 100 kg. na cm².

Można to osiągnąć, albo zmniejszając odstęp belek głównych — l, albo zwiększając grubość dyla. Zależnie od tego, co jest łatwiejsze do wykonania.

Przypuśćmy, że mamy dyle 8×25 . cm. Wtedy

$$W = \frac{25 . 8^2}{6} = 266 \text{ cm}^3:$$

podstawiając to do wzoru, mamy:

$$19277 \leqq 266 . \tau \text{ skąd otrzymujemy } \frac{19277}{266} \leqq \tau$$

a stąd τ dopuszczalne równa się $\tau \neq 73$ kg/cm. Wobec tego, że τ dopuszczalne $= 100$ kg/cm.², widzimy, że dyle 25×8 cm. są zupełnie wystarczające.

Wobec tego, że l zwykle nie przekracza 100 cm., q zaś wynosi zwykle koło 1 kg. na cm. bieżący, wyraz $\frac{ql^2}{8}$ jest bardzo mały w porównaniu do $\frac{Pl}{4}$ i przy obliczaniu dyliny często bywa opuszczany; sprawdzanie dyla odbywa się według wzoru $\frac{Pl}{4} \leqq \tau\ W$, co znacznie ułatwia obliczenie. Zaznaczyć należy, że takie opuszczanie $\frac{q . l^2}{8}$ jest dopuszczalnem tylko przy obliczaniu dyliny.

P r z y k ł a d 2-gi.

Przekrój dyliny wynosi 20×8 cm., szerokość mostu 3 metry, ciśnienie koła — 1000 kg.; odnaleźć ilość belek głównych i przestrzeń między niemi.

Musimy przypomnieć, że stosunek między szerokością mostu K, odległością belki od belki l i ilością belek n jest następujący:

$$n = \frac{K}{l} + 1.$$

Widzimy z tego wzoru, że dla wyznaczenia ilości belek należy odnaleźć rozstaw belek t. j. ilość l, która jest zupełnie zależną od dyliny.

Dla rozwiązania tego zadania uzyjemy skróconego wzoru: $\frac{Pl}{4} \leqq \tau \, . \, W$; w naszym wypadku $W = \frac{20 \, . \, 8^2}{6} \neq 213$ cm.^{3}; $P = 1000$ kg.; natężenie dopuszczalne $\tau = 100$ kg/cm.^{2}, skąd mamy:

$$\frac{1000 \, . \, l}{4} \leqq 100 \, . \, 213; \quad l \leqq \frac{100 \, . \, 213{,}4}{1000} = \frac{852}{10} = 85{,}2$$

stąd widzimy, że odległość belki od belki wyniesie 85 cm. Wobec tego, że szerokość mostu wynosi 3 metry, dla ilości belek głównych mamy wzór:

$$n = \frac{300}{85} + 1.$$

Ponieważ 300 nie dzieli się bez reszty przez 85, musimy przyjąć jako odległość belki od belki taką liczbę, przez którą dzieliłoby się 300 i któraby była mniejszą od 85 — taką liczbą jest 75.

$$n = \frac{300}{75} + 1 \doteq 5.$$

Widzimy, że potrzeba nam 5 belek głównych z odstępem 75 cm. jedna od drugiej (oś od osi).

P r z y k ł a d 3-ci.

Przy tej samej dylinie i szerokości mostu znaleźć ilość belek głównych, t. j. odstęp belki od belki, w przypuszczeniu, że po moście muszą przejeżdżać automobile (ciśnienie na koło 3 tonny).

Mamy jak przedtem:

$$\frac{Pl}{4} \leqq \tau W; \quad \frac{3000 \, . \, l}{4} \leqq 100 \, . \, 213 \text{ skąd } l = \frac{213 \, . \, 100 \, . \, 4}{3000} \neq 28 \text{ cm.}$$

$$\text{ilość belek } n = \frac{300}{28} + 1.$$

Wobec tego, że 300 nie dzieli się bez reszty przez 28, musimy odstęp belek wziąć 25 cm., co da nam:

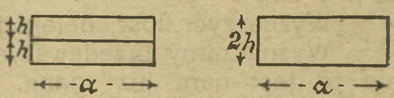
$$n = \frac{300}{25} + 1 = 13.$$

Przykład 4-y.

Pozostawiając te same dane, co w przykładzie 2-gim, t. j. szerokość mostu = 3 metrom, dylinę o przekroju 20 × 8 cm., ilość belek głównych (jak odnaleźliśmy) 5, odległość belki od belki = 75 cm., ułożymy dylinę podwójną i zobaczymy, czy może po niej przejść automobil (obciążenie koła — 3 tonny).

Uwaga. Wobec tego, że dylina jest podwójną, musimy zauważyć, że moment oporu takiej dyliny przyjmuje się: $W = ah^2.\,3$, czyli 75% lub ¾ momentu oporu całej dyliny o wymiarze $2h$ i a, gdzie a i h są wymiarami pojedyńczego dyla. (Porównaj z dylem podwójnej grubości o wymiarach a i $2h$; wtedy moment oporu wyniesie: $W = \frac{A(2h)^2}{6} = \frac{Ah^2}{6}.\,4)$.

$$W = \frac{ah^2}{6} \times 3 \qquad W = \frac{ah^2}{6} \times 4.$$



Rys. 3b.

Dla rozwiązania naszego zadania musimy odnaleźć natężenie τ materjału dyliny.

Mamy wzór $\frac{PL}{4} \leqq \tau W \qquad \frac{3000.\,75}{4} \leqq \tau\, 213.\,3$

$$\tau \leqq \frac{3000.\,75}{4.\,213.\,3} \qquad \tau \leqq \frac{250.\,75}{213} \qquad \tau \leqq 88 \text{ kg/cm}^2;$$

Wobec dopuszczalnego natężenia $\tau \leqq 100$ kg/cm², otrzymane natężenie 88 kg/cm² świadczy o tem, że przez dany most mogą przejeżdżać automobile.

Wyznaczanie przekroju belek głównych.

Wyznaczanie przekroju belek głównych odbywa się zapomocą § 13.
wzoru: $M + \frac{ql^2}{8} \leqq \tau W$, gdzie M — największy moment zginający obciążeń skupionych, q — obciążenie równomiernie rozłożone, przypadające na bieżącą jednostkę belki, l — długość belki głównej, t. j. rozpiętość przęsła, τ — natężenie dopuszczalne, W — moment oporu przekroju belki. W wypadku jednego skupionego obciążenia $M = \frac{PL}{4}$; wtedy wzór nasz przybiera postać:

$$\frac{Pl}{4} + \frac{ql^2}{8} \leqq \tau W;$$

jest to wzór, według którego obliczaliśmy już dylinę; dla obliczenia dyliny można opuścić $\frac{ql^2}{8}$, gdyż w porównaniu z $\frac{Pl}{4}$ jest ono bardzo małe; przy obliczaniu belek głównych w żadnym razie niemożna opuszczać $\frac{ql^2}{8}$, gdyż jest to wielkość bardzo poważna, czasami większa nawet od $M = \frac{Pl}{4}$.

Jak już widzieliśmy przedtem (p. str. 25 cz. I) w wypadku 2 jednakowych obciążeń skupionych na belce największy moment zginający: $M = \frac{P(2l-a)^2}{8l}$ gdzie P — każde z obciążeń, l — długość belki, a — odległość obciążeń jedno od drugiego.

Przed obszerniejszem omówieniem rozłożenia obciążeń na belkach głównych przerobimy kilka zadań, które wykażą, jak uwzględnia się obciążenie w poszczególnych wypadkach, przy obliczaniu belek głównych,

Przykład 1-y.

Dany jest most belkowy dla polowej lekkiej artylerji; szerokość — 3 metry, długość przęsła — 6,50 metra; dylina z desek 25×7 cm.

Wyznaczyć ilość belek głównych i rozmiary ich przekroju.

Wyznaczamy przedewszystkiem ilość belek głównych; zadanie to jest nam już znane. Jak widać z tablicy na str. 50-ej, ciśnienie na oś armatnią wynosi 1,38 tonny, t. j. 690 kgr. na koło, czyli że skupione obciążenie ną dylinę wyniesie 690 kgr. Dla wyznaczenia odstępu belek głównych mamy wzór:

$$\frac{Pl}{4} \leqq \tau W$$

gdzie W jest momentem oporu dyla i $= \frac{25.7^2}{6} = 204$ cm^3

$$\tau = 100 \text{ klg/cm}^2 = \frac{690\ l}{4} \leqq 100.204$$

skąd $l < \frac{100.204.4}{690}$; $l < 119$ cm.

wobec tego, że 300 nie dzieli się bez reszty przez 119, wypadnie ilość belek głównych: $\frac{300}{100} + 1 = 4$; przy odstępie belek głównych 100 cm., zamiast 119, jakie otrzymaliśmy z obliczenia.

Oznaczywszy ilość belek głównych, przechodzimy do wyznaczenia ich przekroju.

Zrobimy plan ułożenia belek naszego mostu dla łatwiejszego orjentowania się w rozkładzie obciążeń.

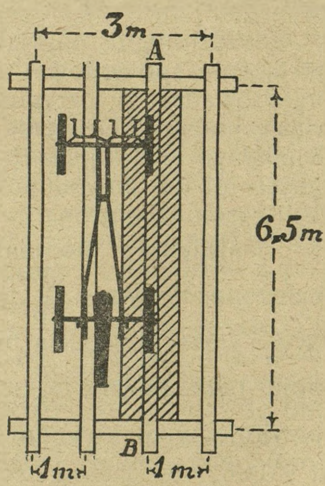
Weźmiemy jedną z belek, np. belkę AB, i zbadamy, jakim podlega obciążeniom; naturalnie będziemy wybierali najniedogodniejsze wypadki. Zaczniemy od obciążeń równomiernie rozłożonych, a więc przedewszystkiem od ciężaru samej belki; wobec tego, że przekrój belki nie jest jeszcze wiadomy, ciężar jednostki bieżącej belki może być przyjęty tylko w przybliżeniu. Jako normę na przyszłość przyjmiemy ciężar 1-go bieżącego cm. belki równą 1 kg. (jest to ciężar 1 cm. bieżącego belki okrągłej o średnicy 35,5 cm.). Na belce AB leży płaszczyzna dyliny (zakreskowana), o wymiarze $1 \times 6,5$ m.; ciśnie ona po pierwsze swym własnym ciężarem, następnie zaś jako tłum, który może się na niej znajdować. Ciężar samej dyliny wyniesie (ptr. str. 49).

$1 \times 6{,}5 \times 52 = 338$ kg. na całą płaszczyznę obciążenia; ponieważ działa ona na belkę długości 650 cm., więc na 1 cm. bieżący belki wypadnie $\frac{6{,}5.\ 52}{650} = 0{,}52$ kg., czyli że stałe równomiernie rozłożone obciążenie wyniesie 1,52 kg. na cm. bieżący (1 kg. spowodowany przez ciężar własny belki i 0,52 kg. spowodowane przez ciężar dyliny, obciążającej tę belkę).

Obliczymy teraz obciążenie równomiernie rozłożone, ale zmienne, czyli wywołane przez tłum ludzi.

Przyjmiemy ciśnienie tłumu ludzi na 1 m. kw. = 300 kg.; wtedy całe obciążenie wyniesie $6{,}5 \times 300 = 1950$ kg., czyli na 1 cm. bieżący belki głównej wypadnie $\frac{1950}{650} = 3$ kg.

Teraz musimy rozważyć, jakie mogą być obciążenia skupione dla belki AB. W tym celu musimy uwzględnić rozstaw osi armaty, który wynosi 3,79 m.



Rys. 4.

Przyjmiemy dla równego rachunku 3,80 met. Oczywiście, najniedogodniejszym dla belki będzie ten wypadek, kiedy przednie i tylne koła jednej i tej samej armaty staną na linji belki, lub, jeżeli wogóle na przęśle może zmieścić się kilka armat jedna za drugą, kiedy ich koła staną na linji belki. W danym wypadku wobec długości przęsła — 6,5 m. i rozstawu osi armaty — 3,8 metra, dwa działa oczywiście nie staną na przęśle, lecz tylko jedna armata będzie działała na belkę AB.

Ciśnienie na tylną oś równa się 1,38 tonny, czyli na koło wypada 0,69 tonny (690 kg.).

Największy moment zginający będzie, kiedy to koło z obciążeniem 690 kg. stanie w środku belki (wtedy drugie koło będzie za podporą), albo kiedy obydwa koła będą nad belką; w pierwszym wypadku moment zginania równa się $M_1 = \frac{Pl}{4}$, gdzie P—obciążenie koła i l—długość belki; w drugim wypadku, jeżeli oba koła są jednakowo obciążone, $M_2 = \frac{P(2l-a)^2}{8l}$ gdzie P — obciążenie koła, l—długość belki, a—rozstaw osi; w danym wypadku obciążenie drugiej osi wynosi 1270 klg., czyli na koło wypada 635 klg.; dla ułatwienia sobie rachunku wobec niewielkiej różnicy przyjmiemy, że drugie koło obciążone jest też 690 klg.

$$M_1 = \frac{690.\ 650}{4} = 1121{,}25 \text{ kg/cm}; \quad M_2 = \frac{690\,(13-3{,}8)^2}{52} = 1123 \text{kg/cm}.$$

Widzimy, że największy moment zginający skupionych obciążeń będzie wtedy, kiedy dwa koła staną nad belką.

Armata i tłum nie mogą działać jednocześnie; dla obliczania belki musimy wziąć kombinację obciążeń najniedogodniejszą, t. j. rozważyć, co silniej działa na belkę, czy:

1) Obciążenie skupione armaty + obciążenie równomiernie rozłożone wagi własnej mostu, czy też

2) Obciążenie tłumem + obciążenie równomiernie rozłożone ciężaru własnego mostu. Z tego zestawienia widać, że wystarczy porównać działanie armaty z działaniem tłumu i w zależności od tego, które z nich będzie silniejszem, wykonać obliczenie.

Miarą działania jest największy moment zginający; dla obciążeń skupionych równy on jest: $M_2 = 112300$ kg/cm.; dla obciążenia równomiernie rozłożonego $\frac{ql^2}{8}$; w danym wypadku $q = 3$ kg., czyli że $\frac{ql^2}{8} = \frac{3 . 650^2}{8} = 158436$ kg/cm.

Widzimy, że największy moment zginający jest większy gdy obciążenie spowodował tłum; wobec tego musimy obliczenie belki przeprowadzać w przypuszczeniu, że na belkę działu tłum i ciężar własny mostu. Działanie tłumu na belkę wyraża się, jak już widzieliśmy, w 3 kg. na 1 cm. bieżący belki; ciężar własny górnej części mostu powoduje obciążenie 1,52 kg. na 1 cm. bieżący, czyli razem obciążenie wynosi 4,52 kg. na 1 cm. b.

Największy moment zginający dla obciążenia równomiernie rozłożonego wynosi $\frac{ql^2}{8}$, gdzie q jest obciążeniem na 1 cm. bieżący a l jest długością belki; wobec tego wzór na obliczenie przekroju belki będzie: $\frac{ql^2}{8} \leq \tau W$, gdzie τ natężenia dopuszczalne (przyjmiemy go równem 100 klg/cm²) a W—moment oporu przekroju belki. Mamy więc:

$$\frac{4{,}52 . 650^2}{8} \leq 100\, W \qquad \text{skąd} \quad W \leq \frac{4{,}52 . 650^2}{8 . 100}$$

$$W \leq \frac{4{,}52 . 4325}{8 . 1} \qquad W \neq 2382 \text{ cm}^3.$$

Mając moment oporu, łatwo znaleźć i sam przekrój belki; należy tylko ustalić formę przekroju.

Jeżeli belka ma być okrągła, to jej moment oporu przekroju jest równym $W \neq \frac{d^3}{10}$; wtedy szukaną średnicę znajdziemy z równania: $\frac{d^3}{10} = 2387$ cm³ $d^3 = 23870$, skąd $d \neq 28{,}5$ c.

Jeżelibyśmy wybrali belkę prostokątną, o stosunku wysokości h do szerokości $a = 7:5$, czyli że $h = \frac{7}{5}\, a$, to wiedząc, że moment oporu takiego przekroju wynosi $\frac{ah^2}{6}$ otrzymamy

$$W = \frac{a \cdot 49a^2}{25.6} = \frac{49a^3}{150} = 2387, \text{ skąd } a \neq 20 \text{ cm. } h = \frac{7}{5} \cdot 20 \neq 28 \text{ cm.}$$

Czyli w wypadku prostokątnego przekroju belki z wyżej wskazanym stosunkiem wysokości do szerokości, przekrój belki będzie 20 × 28 cm.

Ponieważ obliczyliśmy jedną ze średnich belek, a obciążenie belek skrajnych będzie mniejsze od średnich, możemy być przeto pewni, że belki o tym samym przekroju będą się nadawały i na skrajne miejsca.

Należy tutaj zrobić jedną uwagę co do grubości belki.

Kiedy zaczynaliśmy obliczenie dla ustalenia ciężaru własnego belki, przypuściliśmy, że waży ona tyle, co belka o przekroju okrągłym 35 cm., co wyniosło na 1 b. cm. 1 kg.; ponieważ w danym wypadku belka jest 28,5 cm. (jeśli jest okrągłą), więc oczywiście ciężar 1 cm. bieżącego takiej belki będzie mniejszy, czyli że natężenie w takiej belce będzie mniejszem, niż natężenie teoretycznie dopuszczalne; będzie to zatem pewnym zapasem bezpieczeństwa.

Jeżeliby grubość belki wypadła według obliczenia grubszą niż 35 cm., np. 40 cm., to oczywiście ciężar takiej 40 cm. belki byłby większy, niż 35 cm., czyli obciążenie na 1 cm. bieżący belki wyniosłoby więcej, niż 1 kg., jak to przypuściliśmy w obliczeniu. Wtedy postępujemy tak: przypuszczamy, że belki będą 45 cm.; znajdujemy ciężar 1 cm. bieżącego takiej belki i przyjmujemy to za obciążenie belki głównej, spowodowane przez jej ciężar własny, następnie przeprowadzamy dalsze obliczenie, i jeżeli w rezultacie otrzymamy grubość belki mniejszą, niż 45 cm., to uważamy zadanie za skończone; w przeciwnym razie musimy znów przypuścić, że obciążenie belki jest takie, jak gdyby belka była 50 cm. grubą i znowu znaleźć jej przekrój. Można być pewnym, że w ten sposób przy 2-ej czy 3-ej próbie otrzymamy odpowiedni rezultat.

P r z y k ł a d 2-gi.

Zaprojektować most dla ciężkiej artylerji (działa 130 m/m P), szerokością 4,20 metra; mamy kloce długości 8,5 metr., o średnicy 26 cm. na dylinę deski 8 × 23 cm.

Wyznaczyć rozpiętość i ilość belek głównych.

Zaczynamy od ilości belek; oznaczamy odległość belki od belki przez l, moment wytrzymałości dyliny będzie;

$$W = \frac{23 \cdot 8^2}{6} = \frac{23 \cdot 64}{6} = 245 \text{ cm}^3.$$

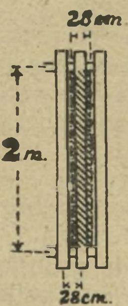
Jak widać z tablicy na str. 50-ej, ciśnienie armaty 130 m/m na tylną oś wynosi 6,838 tonny, czyli na koło 3419 kg.; dla uproszczenia rachunku przyjmujemy ciśnienie na koło 3420 kg.

Dla obliczenia rozstawu belek mamy wzór: $\frac{Pl}{4} \leqq \tau W$, gdzie τ przyjmujemy $= 100$ kg/cm^2.

$$\frac{3420 \,.\, L}{4} \leq 100 \,.\, 245 \qquad l \leq \frac{24500 \,.\, 4}{3420} \quad l \neq 28 \text{ cm.}$$

Szerokość mostu równa jest 4,20 metra, skąd wnosimy, że ilość belek $n = \frac{420}{28} + 1 = 16$.

Przechodzimy do wyznaczenia długości przęsła, czyli długości belki głównej. Obciążenie, jakiemu podlegać będzie taka belka, składa się z obciążenia własnej belki + obciążenie przez pomost leżący na niej + obciążenie przez tłum + obciążenie skupione, które będzie wynosiło około 3420 kg.



Rys. 5.

Wobec tego, że długość belki jest niewiadoma, czyli niewiadomem jest obciążenie równomiernie rozłożone przez ciężary ruchome (tłumu), musimy znaleźć dopuszczalną długość belki. W przypuszczeniu powyższem, t. j. gdy obciążenie skupione = 3420 kg., a ciężar własny przyjmujemy = 1 kg. na cm. bieżący, wzór, według którego obliczać będziemy, jest następujący:

$$\frac{Pl}{4} + \frac{ql^2}{8} \leq W\tau,$$

gdzie w danym wypadku: $P = 3420$ kg., $q = 1$ kg. na cm. b.: $W = \frac{26^3}{10} = 1757 \text{ cm}^3$,

$$\tau = 100 \text{ kg/cm}^2$$

podstawiając do danego wzoru otrzymujemy:

$$\frac{3420 \,.\, l}{4} + \frac{l^2 \,.\, 1}{8} \leqq 100 \,.\, 1757;$$

odrzucamy znak nierówności i otrzymujemy równanie:

$$l^2 + 6840\, l - 1405600 = 0$$

$$l = 3420 + \sqrt{11696400 + 1405600}$$

$$l = -3420 + \sqrt{13102000}$$

$$l, = -3420 + 3620 = 200 \text{ cm.}$$

$$l^2 = -3420 - 3620 = -7040.$$

Jak widzimy, jedynie pierwszy pierwiastek może być wzięty pod uwagę, gdyż drugi nie może mieć w danym wypadku zastosowania; czyli dopuszczalna długość belki wyniesie 200 cm., t. j. 2 metry.

Teraz długość tę należy sprawdzić w zastosowaniu do tłumu ludzi. Powierzchnia mostu, leżąca na belce (zakreskowana), ma wymiar $2 \times 0{,}28 = 0{,}56$ mtr.^{2}

ciężar dyliny wyniesie $0{,}56 \times 60 = 33{,}6$ kg.
ciężar tłumu — $0{,}56 \times 300 = 168$ kg.

czyli obciążenie wyniesie 201,6 kg., skąd na 1 cm. wypadnie $\frac{201,6}{200}$ kg.; przyjmiemy dla równego rachunku 1 kg. Oprócz tego ciężar samej belki wynosi 1 kg. na 1 cm. bieżący, czyli że całe równomiernie rozłożone obciążenie wyniesie 2 kg. na 1 cm. bieżący.

Zobaczymy jakie natężenie wywoła to w belce:

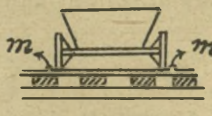
$$\frac{ql^2}{8} \leqq \tau . W, \quad \frac{2.200^2}{8} \leqq \tau . 1757, \quad \frac{200^2}{8.1757} \leqq \tau, \quad \frac{40000}{14056} \leqq \tau,$$

$$\tau \neq 3 \text{ kg/cm.}^2$$

Widzimy, że obciążenie tłumem w danym wypadku jest bardzo małe w porównaniu z obciążeniem skupionem.

O ile byśmy chcieli zwiększyć rozpiętość przęsła, to ponieważ ilości belek nie można już zwiększyć, bo wtedy nie możnaby było ułożyć belek, należałoby użyć belek o większym przekroju. § 15.
W naszem obliczaniu przypuszczaliśmy, że koło stanie nad samą belką; jest to najniedogodniejszy wypadek dla belki, rozpiętość można nieco zwiększyć, żmuszając koło zapomocą specjalnego urządzenia do tego, żeby stanęło pośrodku między dwiema sąsiedniemi belkami. Wtedy ciśnienie na belkę będzie nie 3420 kg. a tylko 1710 kg. rozpiętość l otrzymamy wtedy większą, co łatwo otrzymać ze wzoru $\frac{Pl}{4} + \frac{ql^2}{8} \leqq \tau W$

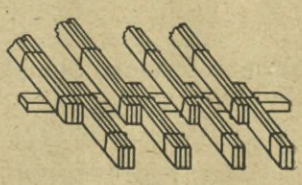
Zmusić koło do niestawania nad belką można nabijając wzdłuż mostu listwy m na linji belek, jak to pokazano na rys. 6.



Rys. 6.

W razie, jeżeli nie mamy belek dostatecznej grubości natomiast mamy dużo desek, można z desek robić belki, wiążąc je i stawiając jak wskazano na rys. 7. Należy je tylko gęsto wiązać, nie rzadziej niż co 0,5 metra. § 16.

W im większej ilości miejsc związane są deski, tem więcej zbliża się taka belka do monolitu t. j. do belki całej. Moment oporu takiej belki dobrze związanej przyjmuje się równym = 75% momentu oporu monolitu o tym samym przekroju.


Rys. 7.

Sporządza się też belki z desek w formie rynny, jak to pokazano na rys. 8. Moment bezwładności takiej belki, o ile jest ona monolitem, wskazany jest na str. 26 części I-ej.

Ponieważ belka ta jest złożona z 4-ch desek, moment oporu będzie mniejszy, dla bezpieczeństwa należy moment oporu takiej belki przyjmować równym od 50% do 75% momentu oporu belki rynny o takim samym przekroju ale monolitu.

Przykład.

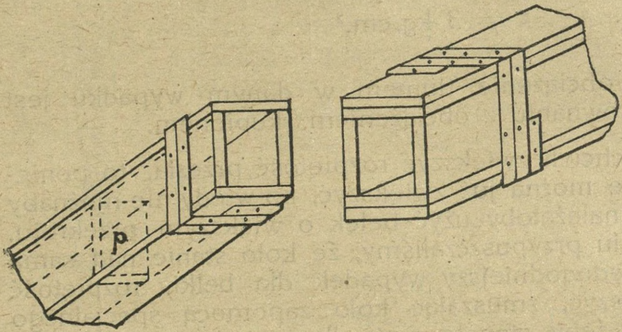
Belka-rynna zrobioną jest z 4 desek szerokości deski 20 cm. grubość 5 cm. znaleźć moment oporu takiej belki.

Z rysunku widać, że dane ku odnalezieniu momentu oporu takiej belki

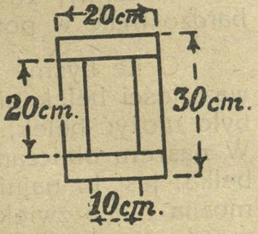
$$W = \frac{BH^3 - bk^3}{6H}$$

będą takie: $B = 20$ cm. $b = 10$ cm.
$H = 30$ cm. $k = 20$ cm.

$$W = \frac{20 \,.\, 30^3 - 10 \,.\, 20^3}{6 \,.\, 30} \neq 2555 \text{ cm}^3.$$



Rys. 8.



Rys. 8a.

Ponieważ belka-rynna nie jest monolitem a zrobioną z desek moment oporu takiej belki należy przyjąć równym

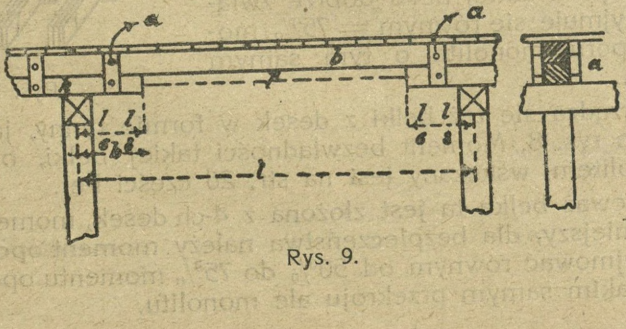
$$\frac{50}{100} \,.\, 2555 = 1277{,}5$$

czyli, że dla takiej belki-rynny moment oporu $W = 1277{,}5$ cm^3.

Jeżeli końce belek głównych podtrzymywane są przez siodełka jak to wskazano na rys. 9, to obliczenie siodełek prowadzi się według równania:

$$Pb + \frac{qb^2}{2} \leqq \tau W,$$

gdzie b oznacza długość połowy siodełka, P jest to obciążenie skupione czyli ściśnienie końca belki na siodełko, q jest to własny

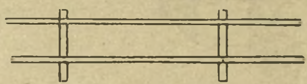


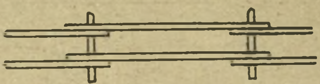
Rys. 9.

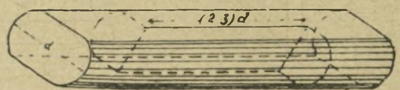
ciężar mostu przypadający na jednostkę bieżącą siodełka, τ — natężenie dopuszczalne, W — moment oporu przekroju siodełka.

Często $\frac{ql}{2}$ opuszczają i obliczenie siodełka prowadzą według wzoru $Pb \leq \tau W$.

Przy używaniu siodełek zwiększa się rozpiętość przęsła bez pogrubiania belek głównych, bo belki główne oblicza się wtedy nie na rozpiętość przęsła l, lecz na odległość 2 sąsiednich końców siodełek l' (ptrz rys. 9).


Rys. 11.


Rys. 10.



Rys. 12.

Trzeba zaznaczyć, że taki sposób obliczenia nie jest ścisły, ale w praktyce zupełnie wystarczający.

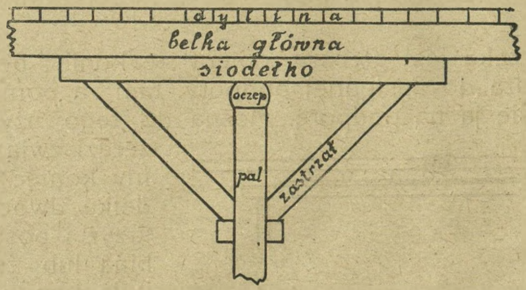
Długość połowy siodełka wynosi zwykle od $^1/_8$ do $^1/_6$ rozpiętości przęsła. Siodełka są przymocowone do belek głównych śrubami, klamrami ciesielskiemi lub wstęgami.

Najlepiej jednak podpierać siodełka zastrzałami (ptrz rys. 13).

Belki główne opierają się na oczepach, leżących na palach jarzmowych, jeżeli most jest kilkoprzęsłowy, to na środkowych oczepach leżą końce belek obydwóch sąsiednich przęseł. Układ końców belek na takim oczepie bywa dwojaki: albo końce belek zachodzą za oczep na jakie 40—50 cm. i wtedy są one ułożone jak to pokazano na rys. 10, lub też osie wszystkich belek głównych leżą na jednych linjach jak to wskazano na rys. 11. § 17.

Pierwszy sposób układania jest pewniejszy, ale jeżeli są siodełka, to drugi sposób jest też zupełnie pewny.

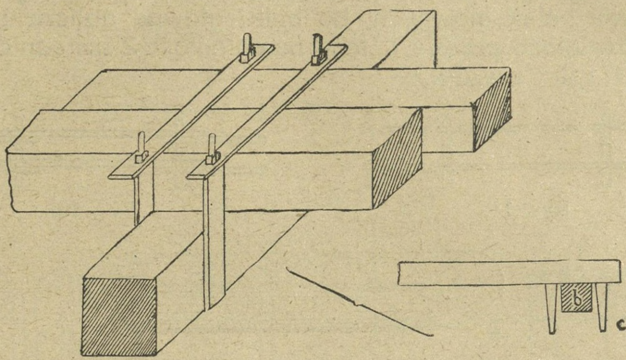
Czasami bełki w miejscu ich styków łączą się jedna z drugą zapomocą zaciosu (nakładki), jak to wskazano na rys. 12.



Rys. 13.

Główne belki tymczasowych mostów przymocowuje się do oczepów rozmaicie; jeżeli belki główne zachodzą za oczep na jakie 30—40 cm., to wtedy wystarcza przyciosać dobrze belki główne i oczep; jeżeli zaś końce belek wychodzą za oczep na mniejszą odległość, lub wcale nie zachodzą, to wtedy powinny być połączone z oczepem śrubami, klamrami lub w ostateczności drutem.

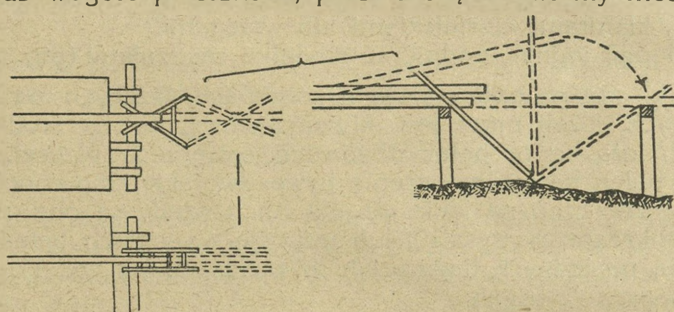
Dla dodania całości mostu większej sztywności, należy wszystkie stykające się części przymocowywać do siebie klamrami lub śrubami.



Rys. 14.

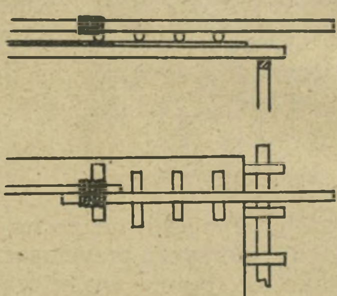
W razie braku tychże można je zastępować powrozami.

Przy układaniu belek głównych, najtrudniej jest z ułożeniem 1-ej belki. Pierwszą belkę układamy przy pomocy ludzi, jeżeli rzeka lub wogóle przeszkoda, przez którą ustawiamy most. Jeśli



Rys. 15.

rzeka jest głębsza, opiera się koniec belki na łódce, która dojeżdża do następnej podpory, tam za pomocą powrozów podejmuje się ją na podporę. Można do tego używać drabiny lub dwóch żerdzi związanych na krzyż. Opieramy koniec belki o drabinę lub o widełka dwóch żerdzi związanych na krzyż i posuwamy belkę wraz z drabiną lub żerdziami tak, że opisują koło tym końcem, do którego jest przymocowany koniec belki, i wreszcie opierają się o drugą podporę, ptrz rys. 15.



Rys. 15a.

Można też używać wałków do przesuwania belek jak to pokazano na rys. 15a.

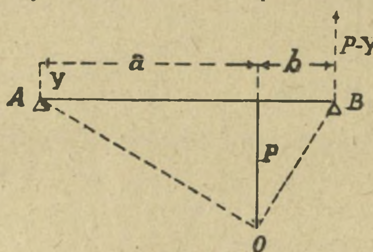
Wiązania mostów tymczasowych można podzielić na 3 następujące rodzaje: belkowe leżajowe, rozporowe i wieszarowe. § 18.

W i ą z a n i e   b e l k o w e - l e ż a j o w e. § 19.

Leżajowe wiązanie składa się z belek, leżących na oczepach, bądź na podporach innego rodzaju. System ten jest najprostszy, ale niedogodny z tego względu, że wymaga budulcu dużych rozmiarów lub złożonego urządzenia belek leżajowych; zwykle wiązane leżajowe używa się dla niewielkich rozpiętości przęsła (7—8 metrów).

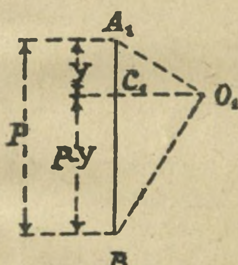
Tego typu wiązanie używa się często przy mostach wojskowych. Przy większych rozpiętościach typu tego używa się, ale w skombinowaniu z innemi systemami. Ciśnienie wiązania belkowego na podpory jest zawsze pionowe. Obliczenie ciśnienia, przypadającego na każdą podporę odbywa się w ten sposób:

Jeżeli AB jest belką leżajową, a A i B są podpory, to w razie jeżeli mamy skupione obciążenia P, to jak wiadomo z elementarnej mechaniki, jeżeli przez Y oznaczymy ciśnienie na podporę A, to na podporę B wypadnie $P—Y$.



Rys. 16.

Niech a i b oznaczają odległości punktu zaczepienia siły P od podpór A i B, wtedy dla odnalezienia Y możemy zastosować równanie momentów jak to wskazano na str. 34, albo równanie: $\frac{P-Y}{Y} = \frac{a}{b}$



Rys. 17.

$A_1 O_1 \parallel AO$

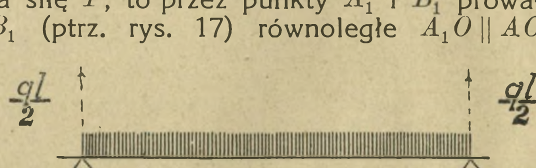
$B_1 O_1 \parallel BO$

$A_1 B_1 = P$

gdzie P, a i b są wielkości wiadome, skąd $Y = \frac{Pb}{a+b}$; zważywszy, że $a+b$ jest to długość belki AB, otrzymamy, że $Y = \frac{Pb}{l}$. (3).

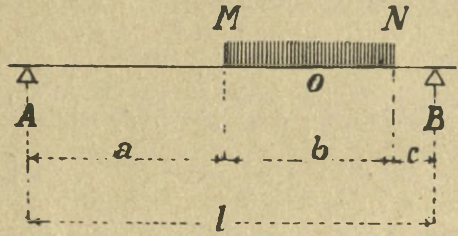
To zadanie o wyznaczeniu ciśnień belki obciążonej na 2 podpory można rozwiązać i graficznie jak wskazano na rysunku 17.

Jeżeli A_1B_1 oznacza siłę P, to przez punkty A_1 i B_1 prowadzimy linje A_1O_1 i O_1B_1 (ptrz. rys. 17) równoległe $A_1O \parallel AO$ i $B_1O_1 \parallel OB$; linje AO i OB znajdują się na rys. 16; z punktu przecięcia się linji A_1O_1 i O_1B_1 t. j. z punktu O_1 prowadzimy do spotkania z A_1B_1 $O_1C_1 \parallel AB$ miejsce spotkania z linją A_1B_1 podzieli nam P na dwie części A_1C_1 i C_1B_1. A_1C_1 jest ciśnienie na podporę A; B_1C_1 — ciśnienie na podporę B.



Rys. 18.

W razie jeżeli mamy obciążenie równomiernie rozłożone jak to wskazane na rysunku 18, to oznaczając przez q obciążenie na jednostkę bieżącą belki, otrzymamy, że całe obciążenie na belkę wyniesie $q\ l$, a na każdą z podpór A i B $\frac{ql}{2}$. Jeżeli belka ma równomiernie rozłożone obciążenie, umieszczone na belce niesymetrycznie względem środka belki jak to pokazano na rys. 19 jeżeli obciążenie na bieżącą jednostkę oznaczymy przez q, to wtedy ciśnienie na każdą z podpór A i B będzie się równać:



Rys. 19.

$$\text{na } A = \frac{qb\ (2c+b)}{2l} \qquad (4)$$

$$\text{na } B = \frac{qb\ (2a+b)}{2l} \qquad (5)$$

Jeżeli na belkę działają nie jedno, lecz dwa skupione obciążenia, n. p. para kół od wozu, to wtedy ciśnienie na pale odnajdzie się tak:

P na podporę A — $\frac{P\ (a+b)}{l}$

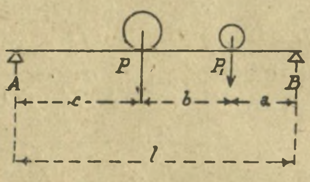
P na podporę B — $\frac{Pc}{l}$

P_1, na podporę A — $\frac{P_1 a}{l}$

P_1, na podporę B — $\frac{P_1\ (c+b)}{l}$

skąd otrzymujemy, że na podporę A obciążenie wynosi

$$(6) \qquad \frac{P\ (a+b)}{l} + \frac{P_1 a}{l} = \frac{P\ (a+b) + P_1 a}{l}$$



Rys. 20.

na podporę B obciążenie wyniesie

$$(7) \qquad \frac{P_1\ (c+b)}{l} + \frac{Pc}{l} = \frac{P_1\ (c+b) + Pc}{l}$$

jeżeli obciążenia P i P_1 są równe, wtedy ciśnienia na podpory będą:

na podporę A — $\frac{P\ (2a+b)}{l}$, na podporę B — $\frac{P\ (2c+b)}{l}$

Teraz postawimy sobie pytanie, przy jakiem położeniu pary kół, stojące na belce, ciśnienie na podporę będzie największe?

Jeżeli b, t. j. rozstaw kół, jest stały, to oczywiście, że każda z wielkości

$$\frac{P(b+a)+P_1a}{l} \quad \text{i} \quad \frac{P_1(c+b)+Pc}{l}$$

będzie największą wtedy, gdy albo $a=o$ i wtedy $\frac{Pc+P_1(b+c)}{l}$ będzie największem z możliwych obciążeń, lub kiedy $c=o$, wtedy $\frac{P(b+a)+P_1a}{l}$ będzie największem. Jeżeli $c=o$, oznacza to, że koło z obciążeniem P_1 stoi nad podporą B.

Największe zatem obciążenie na podporę wypadnie wówczas, kiedy jedno z kół stanie nad podporą.

Wobec tego, że $a+b+c=l$, jeżeli $c=o$, to $a+b=l$; $a=l-b$; zastępując we wzorze a przez $l-b$, otrzymamy

$$(8) \quad \frac{P(b+a)+P_1a}{l} = \frac{l(P+P_1)-P_1b}{l}$$

jest to ciśnienie na podporę wtedy, kiedy koło z obciążeniem P stanie nad podporą A. Jeżeli obciążenie kół jest jednakowe $P=P$, wtedy ciśnienie na podporę wyniesie

$$(9) \quad \frac{2lP-Pb}{l} = \frac{P(2l-b)}{l}$$

Rozważymy teraz ciśnienie na pal mostowy i na oczepy. § 20.

Belki leżajowe opierają się zwykle na belkach poprzecznych, które w razie, gdy most opiera się na palach, nazywają się oczepami, a gdy podporami są kozły — dźwigarami kozłowemi. Obliczenie takiej poprzecznej belki, względnie oczepu, prowadzi się według wzoru:

$$\frac{Pl}{4} + \frac{ql^2}{8} \leqq \tau W$$

gdzie P oznacza obciążenie skupione, l—rozpiętość belki, q—obciążenie równomiernie rozłożone na jednostkę bieżącą, τ—natężenie dopuszczalne, W—moment przekroju belki.

Przypuśćmy, że mamy most na belkach leżajowych, w każdem jarzmie po 3 pale, weźmiemy 2 przęsła, plan ich podany na rys. 21. § 21.

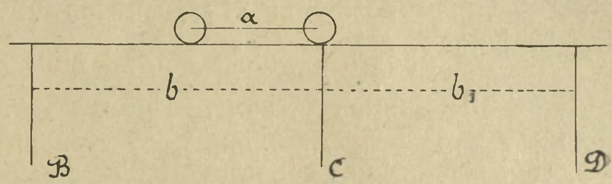
Widzieliśmy poprzednio, że ciśnienie na podporę będzie największe wtedy, kiedy jedno z kół stanie na podporę. Na planie wskazany jest wóz stojący tak, że jedno z kół jego stoi nad palem, a reszta poza nim. Jest to położenie wozu wywołujące największe obciążenie pala. Należy pamiętać, że oprócz tego koła, które stoi nad palem, na ten sam pal działają obciążająco 3 inne koła i ciężar własny mostu. Badamy obciążenie pala, nad którym stoi koło, oznaczone cyfrą 1.

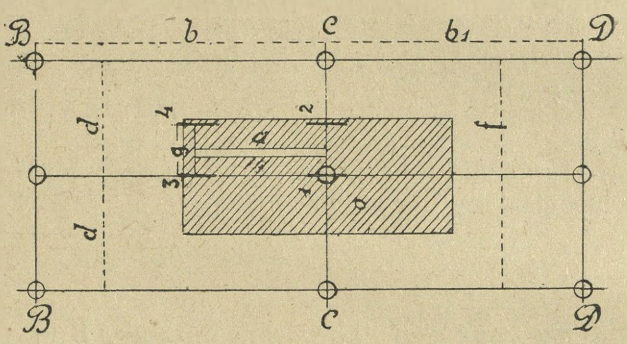
Przypuśćmy, że ciężar własny mostu wynosi p^1 na jednostkę kw., ciśnienie tłumu ludzi na tę samą jednostkę kwadratową—p. Musimy określić, jaka część mostu spoczywa na tym palu.

Oczywiście, że część płaszczyzny o polu równem

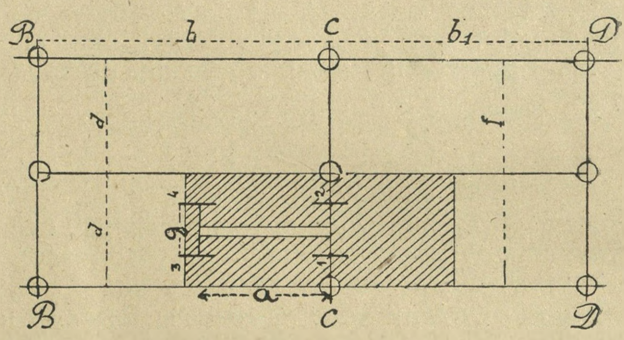
$$\left(\frac{b}{2}+\frac{b_1}{2}\right)\times\left(\frac{d}{2}+\frac{d}{2}\right)=\frac{b+b_1}{2}\times d.$$

Na planie płaszczyzna ta jest zakreskowaną.





Rys. 21.



Rys. 22.

Ciśnienie na pal ciężaru własnego mostu wyniesie:

$$\frac{b+b_1}{2}\times d\times p^1$$

Ciśnienie na pal tłumu znajdującego się na moście wyniesie:

$$\frac{b+b_1}{2}\times d\times p.$$

a łączne obciążenie na pal będzie się równać:

$$(10)\quad Q=\frac{b+b_1}{2}\,.\,d\,.\,p^1+\frac{b+b_1}{2}\,.\,d\,.\,p=(p+p^1)\,.\,\frac{b+b_1}{2}\,.\,d.$$

Teraz przejdziemy do wyznaczenia ciśnienia wywieranego na pal przez wóz.

W wozie widzimy, że rozstaw osi jest równy—a, rozstaw kół—g. Przypuśćmy, że wszystkie 4 koła są obciążone jednakowo. Oznaczmy obciążenie koła przez K. Na zasadzie uprzednich rozumowań wypadnie obciążenie pala takie:

przez 1-e koło . . . . . K

„ 2-ie „ . . . . . $\frac{K\,(d-g)}{d}$

„ 3-ie „ . . . . . $\frac{K\,(b-a)}{b}$

„ 4-te „ . . . . . $K\,\frac{d-g}{d},\ \frac{b-a}{b}.$

Obciążenie przez 2-ie i 3-cie koło otrzymuje się na zasadzie wzoru: 3 (str. 65).

Obciążenie przez 4-te koło otrzymamy rozumując tak:

Obciążenie przez 4-te koło na poprzeczną belkę $c\,c$ wyniesie:

$$\frac{K\,(b-a)}{b}$$

Siła ta jest zaczepiona w miejscu 2-go koła, z tego punktu działanie siły $\frac{K\,(b-a)}{b}$ na pal wyniesie $\frac{K\,(b-a)}{b}\cdot\frac{d-g}{d}$

Obciążenie przez wszystkie 4 koła na pal wyniesie:

$$K+\frac{K\,(d-g)}{d}+\frac{K\,(b-a)}{b}+K\,\frac{b-a}{b}\cdot\frac{d-g}{d}=$$

$$Q=\frac{K}{b\,.\,d}\,(2\,d-g)\,(2\,b-a)$$

Jeżeli iloczyn $\frac{(2\,d-g)}{b}\cdot\frac{(2\,b-a)}{d}$ oznaczymy przez M, to otrzymamy, że ciśnienie wozu na pal środkowy wynosi KM, gdzie $M=\frac{(2\,d-g)\,(2\,b-a)}{b\ d}$

Należy pamiętać, że ciśnienia na pale krańcowe będą inne, mniejsze niż $K\,M$.

Ciśnienie ciężaru własnego mostu i tłumu na pal wyniesie:

$$(p+p')\,.\,\frac{b+b_1}{2}\,.\,d.$$

Przy obliczaniu mostu, ponieważ jednocześnie wóz i tłum działać nie mogą, należy porównać te dwie wielkości i obliczenie prowadzić dla większej z nich.

Przy obliczaniu oczepu należy uwzględnić najniedogodniejszy rozkład skupionych obciążeń.

Obciążenie oczepu mostowego zachodzi wtedy, kiedy na nim leżą belki główne, opierające się jedynie na oczepie. Jeżeli na oczep oparte są 1, 2 lub 3 belki główne, wtedy oczep oblicza się jako belka podparta w dwóch miejscach (dwa sąsiednie pale) i obciążona 1, 2 lub 3 siłami, które są: ciśnienia kół, tłumu i wagi własnej mostu.

Jeżeli zaś na oczepie leży więcej belek jak np. w wypadku pokaz. na rys. 29, wtedy będziemy obliczali oczep tak jakby obciążenie jego przez tłum i ciężar własny pomostu były rozłożone na oczep równomiernie i koło lub para kół działały na oczep bezpośrednio. Niżej podane obliczanie oczepu zrobione jest w tem ostatniem przypuszczeniu.

Ta część mostu, która działa na oczep własnym ciężarem ma wymiar: $\frac{b+b_1}{2} \cdot d$ na rysunku jest ona zakreskowana. (ptrz. rys. 22).

Oznaczając jak przedtem ciężar jednostki kwadratowej mostu p' otrzymamy, że obciążenie oczepu własnym ciężarem mostu wyniesie $\frac{b+b_1}{2} \cdot d \cdot p'$

obciążenie przez tłum wyniesie: $\frac{b+b_1}{2} d \cdot p$

Obydwa te obciążenia należą do rodzaju równomiernie rozłożonych i na jednostkę bieżącą oczepu wypadnie przez ciężar własny $\frac{b+b_1}{2} p'$ i przez tłum $\frac{b+b_1}{2} p$

Najniedogodniejszy rozkład obciążeń skupionych będzie w tym wypadku, kiedy jedna oś czyli para kół stanie nad oczepem, a druga na większem przęśle, tak jak to pokazano na rysunku 22.

Jeżeli przyjmiemy, że koła stojące nad oczepem mają obciążenie K, a koła stojące poza oczepem K_1 przyczem oczywiście $K > K_1$, to ciśnienie na oczep w miejscu oparcia się koła 1-go będzie $K + K_1 \frac{b-a}{b}$ w miejscu oparcia się koła 2-go ciśnienie wyniesie tyle $K + K_1 \frac{b-a}{b}$

Stąd mamy, że na oczep działają dwa jednakowe obciążenia oddalone od siebie na g.

Jeżeli na belkę podpartą w dwóch końcach działają dwa równe obciążenia, z których każde równe jest P. długość belki l, odległość obciążeń jednego od drugiego m, to jak wiadomo z mechaniki największy zginający moment równa się:

$$M = \frac{P(2l-m)^2}{8l}$$ ptr. str. 26, rozdział I, wzór 11.

W danym przypadku

$$P = K + K_1 \frac{b-a}{b}; \quad l = d; \quad m = g$$

przez co otrzymujemy, że największy moment zginający kół wozu w najdogodniejszym dla belki rozkładzie wyniesie:

$$M = \frac{\left[K + K_1 \frac{b-a}{b}\right] [2\,d - g]^2}{8\,d}$$

Oczywiście jeżeli g rozstaw kół jest mniejszy od długości oczepu d. Jeżeli zaś $g > d$, to największe obciążenie oczepu będzie, kiedy koło stanie po środku oczepu.

Przy obliczaniu oczepu należy rozważyć, które obciążenie będzie miało większy moment zginający, czy obciązenie skupione, t. j. pochodzące od kół, czy obciążenie równomiernie rozłożone t. j. pochodzące od tłumu. Należy porównać dwie wielkości.

$$M = \frac{\left[K + K_1 \frac{b-a}{b}\right] [2\,d - g]^2}{8\,d} \quad \text{i} \quad M' = \frac{b+b_1}{2}\, p\, \frac{d^2}{8}$$

Jeżeli $M > M'$, to obliczenie przekroju uskuteczniamy według wzoru: $M + \frac{b+b_1}{2}\, p' \,\frac{d^2}{8} \leqq \tau\, W$

jeżeli $M > M'$, to obliczenie przekroju belki uskutecznimy według wzoru:

$$M' + \frac{b+b_1}{2}\, p' \; d^2 \leqq \tau\, W.$$

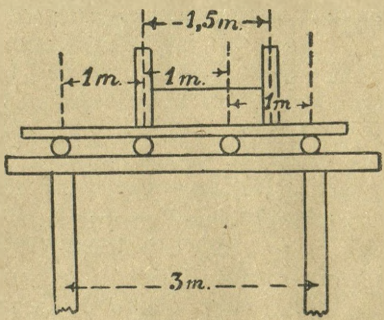
Zrobimy kilka przykładów dla wskazania, jak się oblicza oczep.

Przykład 1-y. § 19.

Most belkowy dla polowej lekkiej artylerji szerokości 3 m. długości przęsła 6,5 m. Dylina z desek 25×7 cm. Jarzmo z 2 pali związanych oczepem.

Wyznaczyć rozmiary oczepu i pali. Na stronicy 59-ej już znaleźliśmy w przykładzie 1-ym ilość belek mostowych, będzie ich 4.

2 z nich będą leżały na oczepie nad palami, a 2 będą leżały na samym oczepie, tak jak wskazano na rysunku 23 (przekrój).



Rys. 23.

Widzimy, że w tym przypadku będziemy obliczać oczep jako belkę poddaną działaniu 2 sił, w miejscach jego styku z belkami głównemi. Dla oczepu najniedogodniejszym wypadkiem będzie ten, kiedy jedno koło stanie nad czepem na linji belki głównej tak jak wskazano na rys. 23 i 24. Wtedy ciśnienie na oczep w tem miejscu będzie się równać obciążeniu przez koło 1-sze czyli 690 kg.

obciążenie przez koło 2-gie $\frac{690\ (6{,}50-3{,}35)}{6{,}50} = 434{,}7$ kg.

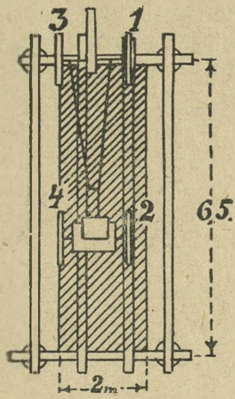
razem 1124,7 kg.

Ciśnienie kół 3-go i 4-go na oczep wypadnie w miejcu styku drugiej belki głównej. Działanie koła 3-go na to miejsce będzie

równać się $\frac{690}{2} = 345$ kg.

i działanie koła 4-go $\frac{345.\ (6{,}50-3{,}35)}{6{,}50} = 217,$ kg.

razem 562,4 kg.

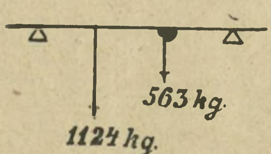


Rys. 24.

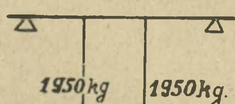
W szemacie obciążenie belki przez skupione obciążenia będzie wyglądało tak, jak wskazano na rysunku. Należy do tego dołożyć obciążenie przez ciężar własny pomostu i belek. Przedtem jednak obliczymy działanie tłumu.

Płaszczyzna pomostu leżąca na oczepie, w razie, gdy jest więcej niż jedno przęsło, będzie miała wymiar $6{,}5 \times 2 = 13$ mtr. kw., co przy obciążeniu 300 kg. na 1 mtr. kw. wyniesie $300 \times 13 = 3900$ kg. Ciśnienie każdej z belek na miejsce styku wyniesie 1950 kg., w szemacie wskazano na rys. 26.

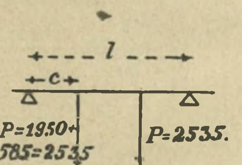
Widzimy, ze działanie tłumu na oczep jest większe, niż działanie obciążeń skupionych. Do obciążenia oczepu przez tłum należy jeszcze dodać ciężar własny pomostu i belek. Ciężar 1 mtr. kw. pomostu przyjmiemy równym 90 klgr., wtedy całe obciążenie oczepu wypadnie $13 \times 90 = 1170$. Czyli że na każde z miejsc styku belki mostowej z oczepem wypadnie 585 kg. Dla obliczenia oczepu mamy szemat rys. 27.



Rys .25.



Rys. 26.



Rys. 27.

Największy moment zginający w tym wypadku równa się $M = Pc = 2535 \,.\, 100 = 253500$ kc. cm. z równania $M = \tau\, W$ otrzymamy moment oporu oczepu. $253500 = 100\ W$; $W = 2535$ cm^3.

Przypuszczając, że oczep będzie okrągłym, dla znalezienia średnicy mamy równanie $W = \frac{d^3}{10}$; $\frac{d^3}{10} = 2535$

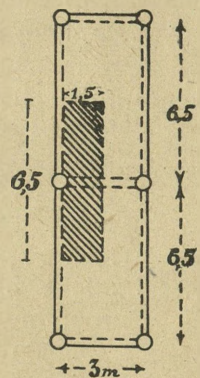
$$d = 29{,}5 \text{ cm.}$$

Dla zaokrąglenia i na zapas na ściosy pod belki główne przyjmiemy $d = 30$ cm.

Chociaż wzory, które dawaliśmy uprzednio dla wyznaczenia ciśnienia skupionych obciążeń na pal nie mają tu zastosowania, tam bowiem była mowa o palach środkowych, tutaj oba pale są skrajne, jednak wobec tego, że mamy tylko 2 pale przyjmiemy, że obciążenie skrajnego pala będzie takie same, jakiem by ono było, gdyby ten pal był środkowym, pewien nadmiar, który otrzymamy w ciśnieniu pójdzie tylko na zwiększenie zapasu wytrzymałości.

Mamy wtedy ze wzoru 11 na str. 32, że ciśnienie kół wozu wyniesie $\frac{K}{b\,d}\,(2\,d - g)\,(2\,b - a)$

w naszym przypadku $\frac{600}{6{,}5\,.\,3}\,(6 - 1{,}5)\,(13 - 3{,}4) = 1329$ kg.



Rys. 28.

Obciążeniie pali przez równomiernie rozłożone obciążenie t. j. ciężar mostu i tłum łatwo otrzymamy, jeżeli zważymy, że powierzchnia mostu opierająca się na pal ma pole: (w wypadku, gdy jest więcej niż jedno przęsło) 6,5 × 1,5 kw. metr. = 9,75 kw. metr. ptr. rys. 28.

Obliczymy obciążenie przez ciężar własny mostu, wyniesie ono na pal 9,75 × 90 = 877 kg. i przez ciężar tłumu, równa się ono:

$$9{,}75 \times 300 = 2925 \text{ kg.}$$

Musimy porównać działanie na pal działa ciężaru własnego co wynosi razem:

$$1329 + 877 = 2216 \text{ kg.}$$

z działaniem na pal tłumu i ciężaru mostu, co stanowi

$$2925 + 877 = 3802 \text{ kg.}$$

Ponieważ tłum i armata jednocześnie działać nie mogą, przeto obliczanie pala prowadzimy według obciążenia tłumem i ciężarem własnym mostu wynoszącego 3802 kg.

Teraz musimy przejść do obliczenia przekroju pala. Przypuśćmy, że wysokość mostu nad ziemią wynosi 6 metrów, a długość pali 8 metrów.

Musimy wyznaczć przekrój pala, uwzględniając wyboczenie. Potrzebną nam średnicę pala otrzymamy zapomocą prób kolejnych.

Przypuśćmy, że pale będą 20 centymetrowe, wtedy $\frac{l}{d} = \frac{800}{20} = 40$ z tablicy na str. 11 cz. I, widzimy, że przy takiem $\frac{l}{d} = 40$ natężenie dopuszczalne wynosi 17 kg/cm, wówczas natężenie rzeczywiste wyniesie $\frac{3802}{\frac{\pi\, 20^2}{4}} = \frac{3802}{314} \neq 12$ kg/cm²

Widzimy, że pale 20 cm-owe są za grube, gdyż mogą wytrzymać 17 kg/cm². Sprobujemy 16 cm-owych pali.

W tym wypadku: $\frac{l}{d} = \frac{800}{16} = 50$ przy $\frac{l}{d} = 50$ natężenie dopuszczalne jak widać z tablicy wyniesie koło 9 kg/cm², natężenie rzeczywiste zaś będzie:

$$\frac{3802}{\frac{\pi\ 16^2}{4}} = \frac{3802}{202} \neq 19\ \text{kg/cm}^2.$$

Widzimy, że 16 cm-owe pale są za cienkie, gdyż mogą być obciążone tylko 9 kg/cm², podczas gdy rzeczywiste obciążenie wyniesie 19 kg/cm².

Weźmiemy 19 cm-owe pale: $\frac{l}{d} = \frac{800}{19} = 42$ wtedy natężenie dopuszczalne przy $\frac{l}{d} = 42$ wynosi 15.5 kg/cm², natężenie rzeczywiste będzie $\frac{3802}{\frac{\pi\ 19^2}{4}} = \frac{3802}{284} \neq 13{,}5$ kg/cm.

Widzimy, że pale 19 cm-owe są za grube, że moglibyśmy użyć i trochę cieńszych.

Sprobujmy 18 cm-owych:

$\frac{l}{d} = \frac{800}{18} \neq 44$ przy $\frac{l}{d} = 44$ natężenie dopuszczalne wyniesie, jak to widać z tablicy 14 kg/cm², natężenie rzeczywiste zaś będzie równem

$$\frac{3802}{\frac{\pi\ 18^2}{4}} = \frac{3802}{254} \neq 15\ \text{kg/cm}^2.$$

Widzimy, że 18 cm-owe pale byłyby za cienkie, a więc ograniczając nasze poszukiwania potrzebnej średnicy z dokładnością do 1 cm. powiemy, że potrzebne pale muszą mieć średnicę 19 cm.

Zadanie 2-gie.

Most leżajowy dla ciężkiej artylerji (130 m/m) szerokości 4,26 m., ciśnienie na koło tylne wyniesie 3,4 tonny, na koło przednie 400 klg., rozstaw kół działa wynosi 1,5 m., rozstaw osi działa 4,68 m., rozpiętość przęsła wynosi 4,26 m.

Obliczyć wszystkie składowe części mostu. Najgrubszy budulec, jakim rozporządzamy jest 30 cm-owy.

Dylinę 10 × 20 cm.

Zadanie to rozwiążemy w całości, t. j. wyznaczymy rozmiary wszystkich części składowych.

Zaczniemy od rozstawu belek głównych.

Ciśnienie koła wynosi $P = 3400$ kg., moment oporu przekroju dyliny wynosi $W = \frac{20 \cdot 10^2}{6} = 333$ cm^3, odległość pomiędzy sąsiedniemi belkami — l znajdziemy z równania

$$\frac{Pl}{4} \leqq \tau \; W$$

$$\frac{3400 \cdot l}{4} \leqq 100 \cdot 333; \qquad l \leqq \frac{33300 \cdot 4}{3400}; \quad l = 39 \text{ cm.}$$

t. j. odległość belki od belki wyniesie 39 cm., belek tych będzie $n = \frac{426}{39} + 1 \neq 12$, odległość belki od belki będzie trochę mniejszą od 39 cm.; teraz musimy określić przekrój belek głównych.

Przedewszystkiem musimy rozważyć, jakim największym obciążeniem będą podlegały belki główne.

Obciążenie skupione przez koło tylne będzie działało wtedy, kiedy koło to stanie nad belką pośrodku przęsła. (Dwa koła stanąć nad belką nie mogą ze względu na to, że rozstaw osi 4,68 jest większy od rozpiętości przęsła).

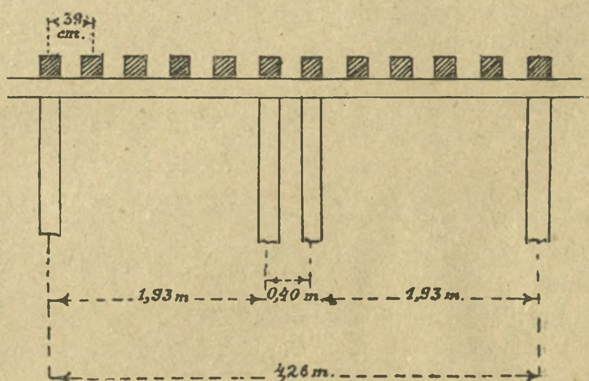
Największy moment zginający wyniesie:

$$M = \frac{3400 \cdot 426}{4} = 362100 \text{ kg/cm.}$$

Obciążenie przez tłum otrzymamy, obliczywszy powierzchnię pomostu, która leży na każdej belce; będzie ona równą $4{,}26 \times 0{,}39 = 1{,}66$ kw. metra.

Obciążenie przez tłum wyniesie: $1{,}66 \times 300 = 498$ kg. na 1 cm. bieżący wypadnie

$$\frac{498}{426} = 1{,}17 \text{ kg.,}$$



Rys. 29.

skąd największy moment zginający tego obciążenia wyniesie:

$$M' = \frac{q'l^2}{8} = \frac{1{,}17 \cdot 426^2}{8} = \frac{1{,}17 \cdot 181476}{8} = 26540 \text{ kg/cm.}$$

Widzimy, że obliczenie belki musimy prowadzić według momentu sił skupionych, bo $M > M'$ t. j., że potrzebny nam przekrój belki odnajdziemy ze wzoru $M + \frac{ql^2}{8} \leqq \tau \; W$, gdzie q obciążenie belki przez własny ciężar, które, jak już mówiliśmy, będziemy przyjmowali równe 1 kg. na cm. bieżący.

Mamy:

$$362100 + \frac{1 . 426^2}{8} \leqq 100\ W$$

$$362100 + 22684 \leqq 100\ W$$

$$384784 \leqq 100\ W$$

$$3847{,}84 \leqq W$$

Przypuśćmy, że belki będą okrągłe, wtedy $W = \frac{d^3}{10}$ i dla d będziemy mieli równanie

$$3877_1 8 = \frac{d^3}{10} \quad d^3 = 38478 \quad d = 33{,}7 \text{ cm.}$$

Ponieważ w zadaniu powiedziano, mamy budulec 30 cm-owy, widzimy przeto, że średnica belki głównej otrzymana z obliczenia nie daje nam rozwiązania naszego zadania. Sprobujemy użyć siodełek. Użyjemy siodełek długości 1,5 metra. Obliczanie siodełka będzie polegać na tem, że siodełko traktuje się jako belka oparta na jednej podporze i obciążona w końcu 3400 kg. (Obciążenie koła tylnego)

Największy moment zginający skupionego obciążenia, równa się dla tego wypadku*) $M = Pl$ gdzie l — długość połowy siodełka. P obciążenie czyli równanie dla wyznaczenia przekroju będzie takie:

$$Pl \leqq \tau\ W.$$

$$3400 \times 75 \leqq 100\ W$$

$$850 . 3 \leqq W$$

$$2550 \leqq W$$

Przypuszczamy, że siodełka będą okrągłe, czyli że $W = \frac{d^3}{10}$;

mamy równanie $\frac{d^3}{10} = 2550$

$$d^3 = 25500$$

$$d = 29{,}4 \text{ cm.}$$

Widzimy, że materjał na siodełka mamy, należy teraz obliczyć belkę główną, ale już nie długości 4,26 m. lecz 2,76 mt.

Piszemy przeto równanie:

---

*) W rzeczywistości należałoby wziąć $M = Pl + \frac{ql^2}{2}$, gdzie q obciążenie siodełka na 1 cm. b., a l długość połowy siodełka, ale wobec małej wielkości l i q i $\frac{ql^2}{2}$ jest w małem w porównaniu z Pl.

$$\frac{3400 \cdot 276}{4} + \frac{1 \times 276^2}{8} \leqq 100\ W$$

$$234600 + 9522 \leqq 100\ W$$

$$244122 \leqq 100\ W$$

$$W \geqq 2441{,}2$$

$$\frac{d^3}{10} \leqq 2441{,}2$$

$$d \geqq 29{,}2 \text{ cm.}$$

Widzimy, że 30 cm.-owe belki będą zupełnie odpowiednie na belki główne.

Przechodzimy do obliczenia oczepu.

Przedewszystkiem musimy zaznaczyć, iż wobec tego, że rozstaw osi wynosi 4,68 m., a rozpiętość przęsła 4,26 m. przy najniedogodniejszym rozkładzie obciążeń, t. j. kiedy tylna oś stanie nad oczepem, przednia zaś będzie za sąsiednim oczepem, czyli, że na oczep w tym wypadku będzie działać tylko jedna oś tylna.

Postawmy sobie zadanie: jaki by musiał być oczep, gdyby opierał się on tylko na 4 palach, czyli gdyby przekrój poprzeczny mostu przedstawiał się tak, jak to wygląda na rysunku 29. To zadaniem naszem jest obliczyć belkę opartą na dwóch podporach odległych jedna od drugiej 1,93 metra. Musimy rozważyć, przy jakim rozkładzie obciążeń będzie największym zginający moment W.

Na oczep mogą działać: albo obciążenia skupione pary kół plus ciężar własny pomostu albo obciążenie równomiernie rozłożone tłumu + waga własna mostu.

Teoretycznie rzecz biorąc, z równomiernie rozłożonych obciążeń będzie działać na oczep tylko jego własny ciężar, działanie pomostu na oczep będzie miało miejsce w punktach styków belek głównych i oczepu, czyli, że oczep będzie podlegał 4-em obciążeniom skupionym; praktycznie jednak jest zupełnie dopuszczalnem traktowanie tych 4-ch obciążeń jako obciążenie równomiernie rozłożone. Otóż musimy znowu rozważyć, co jest większe M czy M' i zależnie od tego dalej prowadzić obliczenie.

$$M = \frac{K\ (2d-g)^2}{8d}$$

w danym wypadku $d = 1{,}93$ m. $b = b_1 = 4{,}26$ m. $g = 1{,}5$ m. $K = 3400$ kg.

$$M = \frac{3400\ (3{,}86-1{,}5)^2}{8 \cdot 1{,}93} = 122646 \text{ kg/cm.}$$

Dla obliczenia M' należy przedtem obliczyć jakie będzie obciążenie oczepu przez tłum. Powierzchnia oparta na oczepie na wymiar $4{,}26 \times 1{,}93$ kw. mtr. $= 8{,}22$ kw. metra. Przyjmując obciążenie tłumem $= 300$ kg. na 1 metr kw. otrzymamy, że całe ciśnienie tłumu na oczep wyniesie

$$8{,}22 \times 300 = 2466 \text{ kg.}$$

czyli, że na 1 cm. bieżący oczepu wypadnie

$$\frac{2466}{193} \neq 13 \text{ kg.}$$

$$M' = \frac{13 \,.\, 193^2}{8} = \frac{13 \,.\, 37249}{8} = 50528 \text{ kg/cm.}$$

Widzimy, że $M > M'$.

czyli, że obliczenie przekroju oczepu należy prowadzić według najwyższego momentu skupionych obciążeń

$$M + \frac{q^1 l^2}{8} < \tau W$$

gdzie q^1 oznacza obciążenie oczepu ciężarem własnym mostu.

Ciężar własny mostu wyniesie w danym wypadku: ciężar dyliny $8{,}22 \times 70 \neq 575$ kg. $+$ ciężar 4 belek głównych o ogólnym wymiarze $4 \times 4{,}26 = 18{,}04$ m. b. $+$ ciężar 4 siodełek ogólnej długości 24 m. b. Ciężar 1 cm. belki przyjmujemy równym 1 kg., wtedy ciężar 24 m. belek wyniesie 2400 kg. czyli razem ciśnienie na oczep ciężaru własnego mostu wyniesie $2400 + 575 = 2975$ kg. a na 1 cm. bieżący oczepu wypadnie

$$\frac{2975}{193} \neq 16 \text{ kg.} \qquad \text{t. j. } q^1 = 16 \text{ kg.}$$

dla W mamy równanie

$$122646 + \frac{16 \,.\, 193^2}{8} \leqq 100\, W$$

$$197144 \leqq 100\, W$$

$$1971{,}4 \leqq W$$

przyjmując, że oczep jest okrągły, mamy, że jego

$$W = \frac{d^3}{10} \qquad \text{czyli}$$

$$\frac{d^3}{10} \geqq 1971{,}4$$

$$d^3 \geqq 19714$$

$$d \geqq 27 \text{ cm.}$$

czyli, że na oczep potrzebne będą 27 cm.-owe bierwiona.

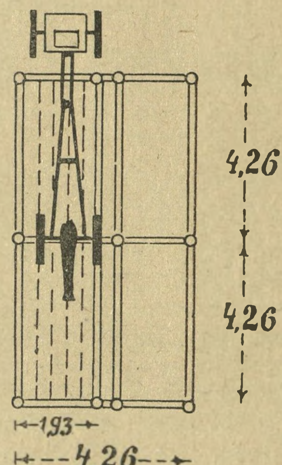
Przechodzimy do obliczenia pali.

Przedewszystkiem musimy zaznaczyć ciśnienie na pal środkowy.

Musimy wpierw oznaczyć jakiego obciążenia ciśnienie będzie największe, czy skupionego, czy tłumu.

Ciśnienie skupionego obciążenia będzie największem, kiedy jedno tylne koło stanie nad palem, a drugie, jak to pokazane na rysunku 30. Wtedy wyniesie ciśnienie tego koła na pal 3400 kg., drugiego $3400 \frac{(193-150)}{193} = \frac{3400 \,.\, 43}{193} \neq 760$ kg.

3-e i 4-e koło nie będą działać na pal, gdyż będą za sąsiednim oczepem, czyli, że ciśnienie dwóch kół na pal wyniesie $3400 + 760 = 4160$ kg.



Rys. 30.

Zobaczymy (ptrz rys. 31), ile wyniesie obciążenie przez tłum: jak już obliczyliśmy, całe obciążenie tłumu na oczep wynosi 2466 kg., czyli, że na każdy z pali wypadnie 1233 kg.

Widzimy, że ciśnienie armaty jest większe, a zatem i obliczenie pala należy prowadzić dla tego wypadku. Należy tylko do obciążenia przez koła 4160 kg. dodać obciążenie pala przez ciężar własny mostu.

Przedtem widzieliśmy, że całe obciążenie oczepu przez ciężar własny mostu wynosi 2975 kg., dla ułatwienia rachunku przyjmiemy 3000 kg. na oczep a na jeden pal wyniesie 1500 kg., czyli że całe największe obciążenie na pal wyniesie

$$4160 + 1500 = 5660 \text{ kg.} \neq 5700 \text{ kg.}$$

Przypuśćmy, że wysokość pali wynosi 9 metrów.

Sprobujemy użyć pali 20 cm.-owych, zobaczymy, jakie jest dla takich pali natężenie dopuszczalne i jakie rzeczywiste,

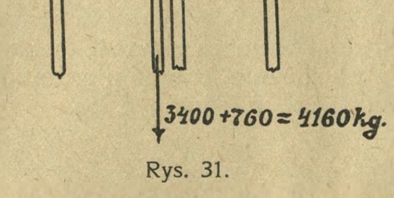
$$\frac{l}{d} = \frac{900}{20} = 45 \text{ przy } \frac{l}{d} = 45,$$

natężenie dopuszczalne wynosi 13 kg/cm^2 rzeczywiste zaś będzie równe

$$\frac{5700}{\frac{\pi \,.\, 20^2}{4}} = \frac{5700}{314} \neq 18 \text{ kg/cm}^2$$

Widzimy, że 20 cm.-owe pale są za cienkie.

Weźmiemy pale 22 cm-owe.



Rys. 31.

$\frac{l}{d} = \frac{900}{22} = 41$, natężenie dopuszczalne przy $\frac{l}{d} = 41$ wynosi 16 kg/cm^2, rzeczywiste zaś będzie:

$$\frac{5700}{\frac{\pi\, 22^2}{4}} = \frac{5700}{380} \neq 15 \text{ kg/cm}^2.$$

Widzimy, że 22 cm.-owe pale są za grube.

Weźmiemy pale 21 cm.-owe:

$\frac{l}{d} = \frac{900}{21} \neq 43$ natężenie dopuszczalne $= 15$ kg/cm², rzeczywiste zaś:

$$\frac{5700}{\frac{\pi 21^2}{4}} = \frac{5700}{346} \neq 16{,}5 \text{ kg/cm}^2$$

czyli, 21 cm.-owe pale są za cienkie.

Z tego wynika, że najodpowiedniejszemi są pale 22 cm-owe.

Zadanie 3-e.

Oczep o przekroju 20×20 cm. leży na 3-ech palach. Odległość pomiędzy palami wynosi 1,5 metra; odnaleźć największe obciążenie skupione i największe obciążenie równomiernie rozłożone jakie oczep może wytrzymać, jeżeli wiadomo, że na oczepie leży (między dwoma sąsiedniemi palami) 5 belek główn. Rozpiętość przęsła wynosi 6,5 metra. Przęseł jest kilka (p. rys. 32). Płaszczyzna obciążająca oczep ma wymiar: $6{,}5 \times 1{,}5 = 9{,}75$ kw. metr.

Ciężar 1 kw. metra pomostu przyjmujemy równą 90 kg. Ciężar własny obciążającej płaszczyzny wyniesie

$$9{,}75 \times 90 \text{ kg.} \neq 878 \text{ kg.}$$

czyli na 1 cm. bieżący oczepu wyniesie

$$\frac{878}{1{,}5} \neq 6 \text{ kg.}$$

W naszym wypadku wymiar oczepu jest dany; a zatem wiadomy jest i moment oporu przekroju oczepu W.

$$W = \frac{20 \cdot 20^2}{6} = \frac{20^3}{6} = 1333 \text{ cm}^3$$

Natężenie dopuszczalne przyjmiemy równem 100 kg/cm². Wtedy największe obciążenie P jakie może wytrzymać oczep znajdziemy ze wzoru:

$$\frac{Pl}{4} + \frac{ql^2}{8} \leqq \tau W$$

gdzie l oznacza długość badanej części oczepu, $\tau = 100$ kg/cm.², q obciążenie równomiernie rozłożone przez ciężar własny mostu na 1 cm. b. równe 6 kg.

$$\frac{P \cdot 150}{4} + \frac{6 \cdot 150^2}{8} \leqq 100 \cdot 1333$$

$$\frac{P \cdot 150}{4} \leqq 116425$$

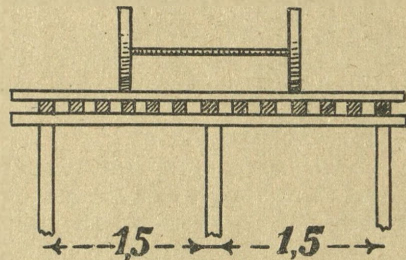
$$P \leqq 3105 \text{ kg.}$$

skąd widzimy, że największe obciążenie skupione, jakie może wytrzymać oczep wynosi 3105 kg.

Jeżelibyśmy chcieli dowiedzieć się, jakie obciążenie równomiernie rozłożone może wytrzymać oczep, musielibyśmy rozwiązać równanie

$$\frac{Q\ 150^2}{8} + \frac{6\ 150^2}{8} \leqq 133300$$

$$Q \leqq 41 \text{ kg/cm. b.}$$



Rys. 32.

Biorąc pod uwagę, że rozstaw kół, wozów i dział wynosi najczęściej 1,50 metr., a najniedogodniejszy rozkład obciążeń będzie wtedy, kiedy koło stanie w środku odcinka oczepu między dwoma sąsiedniemi palami, mamy, że ciśnienie tego koła na oczep wyniesie K a następnego za nim $\frac{K\ (l-a)}{l}$. Sąsiednie koło i następne za sąsiednim, działać na badany odcinek oczepu nie będą wobec danych szerokości (ptrz. rys. 32), czyli razem

$$K + \frac{K(l-a)}{l} = K\frac{(2l-a)}{l}$$

w danym przypadku $l = 6{,}5$; t. j. rozstaw osi przyjmiemy równym 3,5 m.

Dla znalezienia dopuszczalnego obciążenia koła mamy równanie:

$$K\ \frac{(2l-a)}{l} = K\ \frac{13-3{,}5}{6{,}5} = 3105$$

$$K\ \frac{9\ .\ 5}{6{,}5} = 3105$$

$$1{,}46\ K = 3105$$

$$K \neq 2126$$

czyli, że największe dopuszczalne obciążenie koła dla danego mostu wynosi 2126 kg.

MOSTY ROZPOROWE.

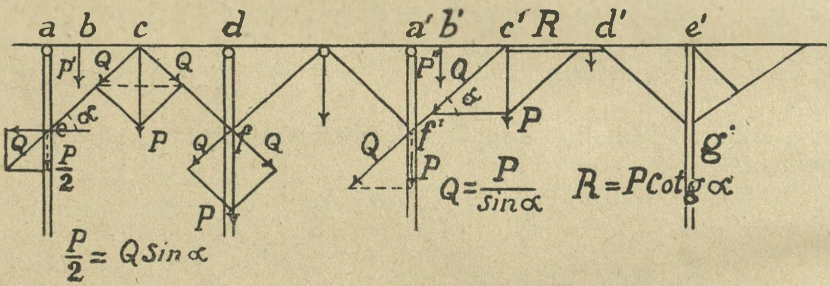
§ 20. Najprostszym typem rozporowego mostu jest most, którego szemat podano na rys. 33 (lewa część mostu). Jak widzimy, każda belka główna, leżąca na dwóch sąsiednich jarzmach, podparta jest jeszcze w środku przez dwą zastrzały, z których każdy jest oparty o pal, przez co zmniejsza się do połowy teoretyczna rozpiętość przęsła.

Dla określenia lub sprawdzenia natężeń w zastrzałach, należy przedewszystkiem wyznaczyć ciśnienie na szczyt w każdym zastrzale, jako na punkt oparcia belki głównej.

Siłę P, ciśnienie belki głównej, rozkładamy na dwie siły w kierunkach zastrzałów, skąd otrzymujemy siłę ściskającą zastrzał. Oznaczoną jest ona literą Q. Ciśnienie dwóch zastrzałów na pal jak widać z rysunku równe jest: *) $Q + Q = P$ oprócz tego

$$QSin\alpha = \frac{P}{2} \text{ skąd (13) } Q = \frac{P}{2Sin\alpha}$$

mając to ciśnienie, łatwo otrzymamy potrzebny przekrój zastrzału.



Rys. 33.

O ile mamy most z zastrzałami i rozporą (rys. 33), to siły dla obliczenia zastrzałów i rozpory znajdziemy jak wskazano na rysunku.

Najmniejsze pochylenie zastrzału do horyzontu może być pod kątem 22^0, przy bardziej płaskich zastrzałach, ciśnienie na zastrzały staje się zanadto wielkie, a cała konstrukcja za mało sztywną. Przy używaniu rozpory, robi się ją trochę większą niż $^1/_3$ rozpiętości w świetle danego przęsła. Przy rozporowych mostach działa na każde jarzmo siła pozioma R,

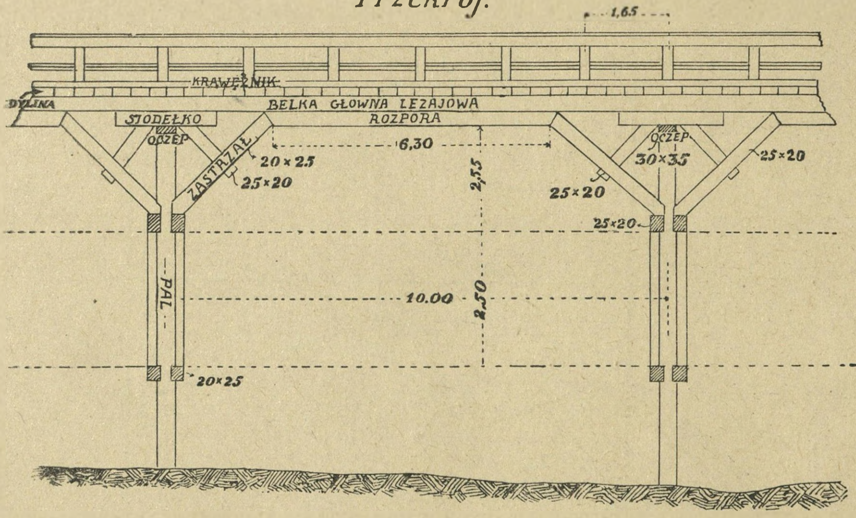
która w ostatnim
i w poprzednim wypadku $\Big\} = R = QCoS\alpha.$

Jest to jeden z braków mostów rozporowych, gdyż wymaga jarzm odpowiedniej wytrzymałości. Jeżeli rozważyć natężenie

*) $\overline{Q} + \overline{Q} = P$ jest to symbol geometrycznego składania sił.

części mostu rozporowego, to zauważymy, że jeżeli ciężar wjeżdża na most, to w chwili przejazdu przez punkt c' ciśnienie na rozpornicę od strony ciężaru będzie większe niż z przeciwległej, wskutek czego rozpornica będzie dążyła do posunięcia się naprzód razem z przejeżdżającym ciężarem; następnie, kiedy ciężar stanie pośrodku rozpory, ciśnienie na oba zastrzały będzie jednakowe, a z chwilą zbliżania się ciężaru do punktu d', rozpora będzie już miała dążność przesunąć się w przeciwną stronę.

Przekrój.



Rys. 34.

Rozważymy ciśnienie na pal w wypadku skupionego obciążenia w przęśle mostu z zastrzałami i w przęśle mostu z rozporą.

Mamy, że na pal ae ciśnienie wyniesie $\frac{P' . bc}{ac}$

na szczyt zastrzału ec

$$(15) \quad \frac{P' . ab}{ac} = \frac{P' (ac - bc)}{ac}$$

Z uprzedniego widzieliśmy, że to ciśnienie na szczyt zastrzału działa jedną swą połową na pal ae, drugą na pal af czyli na pal ae działają siły $\frac{P' bc}{ac}$ i $\frac{P' (ac - bc)}{2ac}$

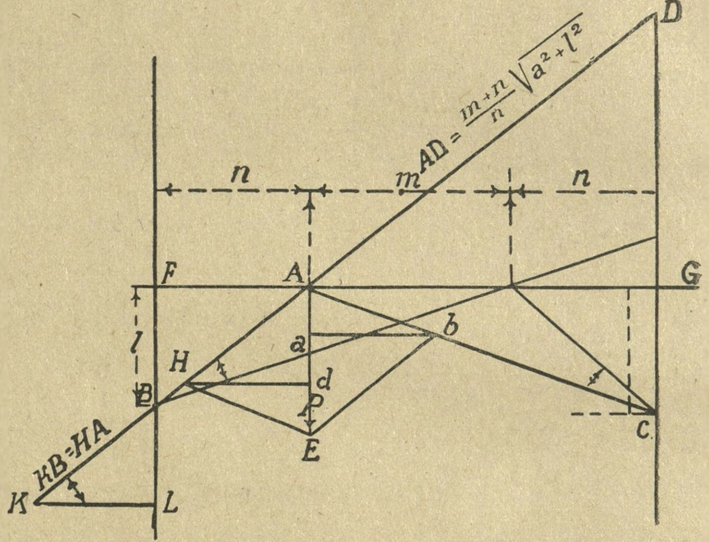
Sumując te siły otrzymamy całe ciśnienie na pal ae, równa się ono

$$(16) \quad \frac{2P' . bc . + P'ac - P'bc}{2ac} = \frac{P' (bc + ac)}{2ac} = \frac{P' bd}{ad}$$

ponieważ $ac = cd$ mamy, że ciśnienie na pal ae będzie takie same, jakgdyby ad wyobrażało całe przęsło pokryte jedną belką ad.

W wypadku przęsła z rozporą jak to wskazano na rys. 33 (prawa połowa) mamy na pal *af*, ciśnienie $\frac{P''b'c'}{a'c'}$ na szczyt zastrzału $\frac{P''a'b'}{a'c'}$

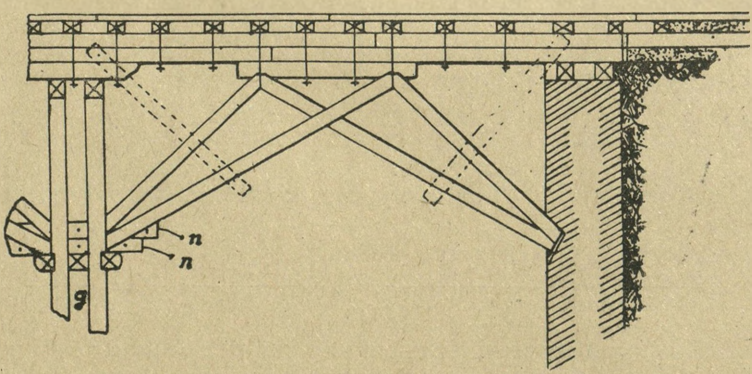
Jak widzieliśmy uprzednio, to ostatnie ciśnienie przechodzi w całości na pal, skąd widzimy, że w tym wypadku na pal będzie działało całe obciążenie P''.



Rys. 35.

Zestawiając te dwa rezultaty, widzimy, że w mostach z rozporami ciśnienie na pal będzie większe, niż w mostach z zastrzałami, przy jednej i tej samej wielkości przęsła *ac*.

W mostach z poważniejszemi obciążeniami, jak mosty kolei żelaznych, zamiast rozpór mogą być użyte podwójne zastrzały jak wskazano na rysunku 36.



Rys. 36.

W tym systemie długości zastrzałów schodzących się są różne.

Obliczenie ciśnienia, jakie na każde z nich wypadnie, łatwo otrzymamy. Przypuśćmy, że na punkt A rys. 35 działa siła P; siłę tą rozkładamy na dwie siły, wzdłuż AB i AC, a ponieważ trójkąty ADC i AHE są podobne, to mamy

$$\frac{AH}{AE} = \frac{AD}{DC}; \quad \frac{HE}{AE} = \frac{AC}{DC}$$

z podobieństwa trójkątu ADG i AFB mamy

$$\frac{AD}{AB} = \frac{AG}{AF}; \quad \frac{DG}{FB} = \frac{AG}{AF}$$

$$AD = AB\,\frac{AG}{AF} = \frac{m+n}{n}\sqrt{a^2+l^2}$$

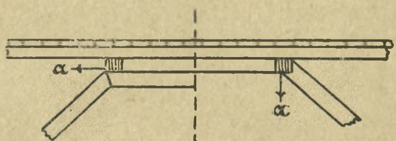
$$DG = FB\,\frac{AG}{AF} = l\,\frac{m+n}{n}$$

$$CD = DG + GC = l + l\,\frac{m+n}{n} = \frac{l\,(2n+m)}{n}$$

$$CD = \frac{l\,(2n+m)}{n} = \frac{l\,.\,e}{n}; \quad \text{gdzie } e = 2n + m = FG$$

ze wzoru
$$\frac{AH}{AE} = \frac{AD}{DC}$$

mamy
$$AH = AE\,\frac{AD}{DC} = P\,\frac{(m+n)\sqrt{a^2+l^2}}{le}$$



Rys. 37.

ciśnienie $Ab = HE$ otrzymamy z poprzedniego wzoru

$$\frac{HE}{AE} = \frac{AC}{DC}$$

skąd
$$Ab = HE = AE\,\frac{AC}{DC} = P\,\frac{AC\,.\,n}{le}$$

$$AC^2 = (m+n)^2 + l^2 \quad \text{skąd} \quad AC = \sqrt{(m+n)^2 + l^2}$$

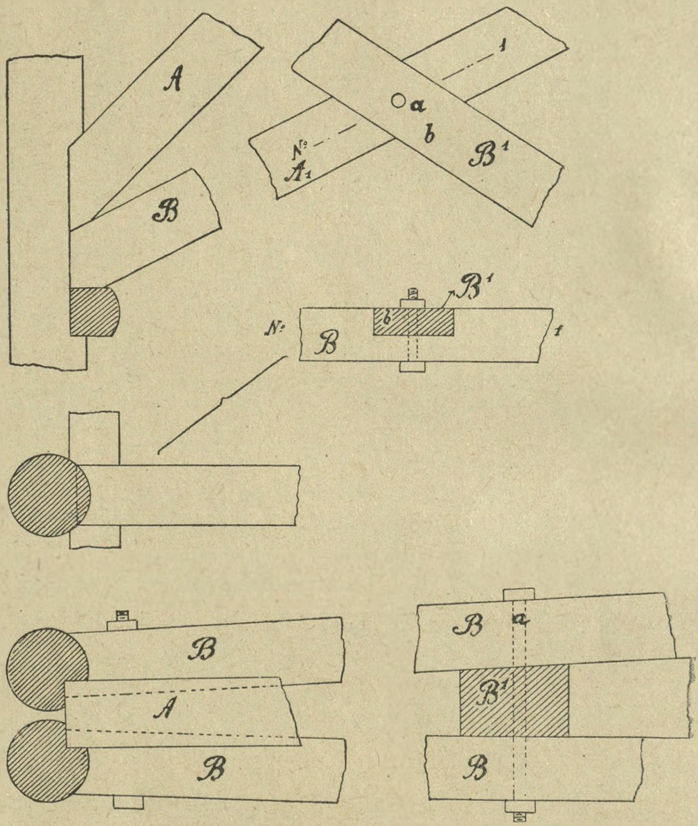
$$Ab = P\,\frac{\sqrt{(m+n)^2+l^2}\,.\,n}{le}$$

Mając ciśnienie na każdy z zastrzałów, łatwo obliczymy potrzebne przekroje każdego z zastrzałów. Ciśnienie P na każdy z pali otrzymamy, zważywszy, że ciśnienie zastrzału AB na pal FB będzie się równać $BL = Ad$ mamy z trójkątów FAB i HAd

$$\frac{Ad}{AH} = \frac{FB}{AB} \text{ skąd } Ad = AH\,\frac{FB}{AB};\ A\text{-}D\ \frac{l}{AB}\ \frac{P\sqrt{a^2+l^2}\,(m+n)}{le}$$

zważywszy, że $A—B = \sqrt{a^2+l^2}$ mamy

$$Ad = \frac{l}{\sqrt{a^2+l^2}} \cdot \frac{P\sqrt{a^2+l^2}\,(m+n)}{le} = \frac{P\,(m+n)}{e} = BL \tag{20}$$



Rys. 38.

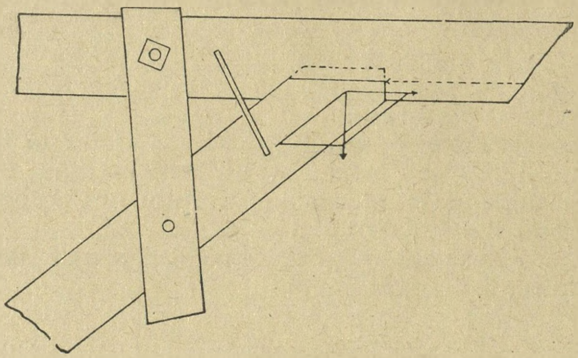
Jeden z przecinających się zastrzałów robi się albo podwójnym, obejmującym pojedynczy w miejscu u przecięcia się i mocno ściągnięty z nim śrubą, albo wcinają się one jeden w drugi zapomocą wrębu.

Przy podwójnych zastrzałach, dla ich należytego oparcia, należy robić i pale podwójnemi.

Jeżeli jarzma mostowe są na palach, to liczba dźwigarów mostowych nie może być większą od ilości pali w jednym szeregu każdego jarzma.

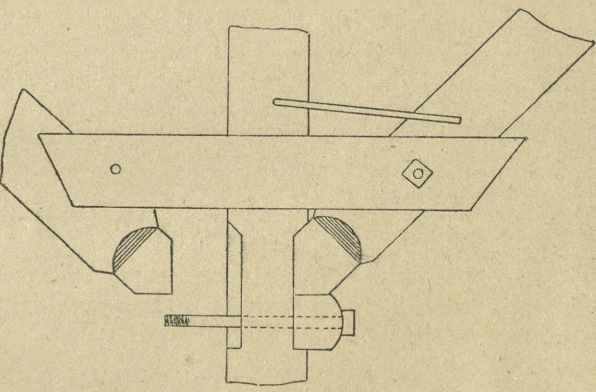
Wskutek tego, jeżeli ilość belek głównych jest większą od ilości dźwigarów, wtedy na dźwigary układają się poprzecznice, na które już, jak na oczepy, kładzie się belki główne.

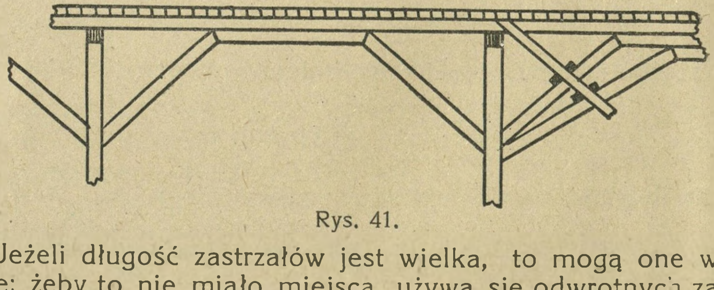
W wypadkach, gdy w dźwigarach jest rozpora, to rozpora i zastrzał mogą się wpierać w tę poprzecznicę lub poprzecznica może leżeć na rozporze (ptr. rys. 37).


Rys. 39.

Obliczenie poprzecznic takich robi się tak samo jak i oczepów. Przy takich poprzecznicach belki główne mogą być takiej długości, żeby pokryć odstęp między poprzecznicą i jarzmem lub między dwiema sąsiedniemi poprzecznicami.

Przy większych rozpiętościach, belki główne podpierają się w większej ilości punktów. W tym celu stawia się pod belki rozpory, które zastrzałami przytwierdza się do pali (ptr. rys. 41).


Rys. 40.


Rys. 41.

Jeżeli długość zastrzałów jest wielka, to mogą one wychylać się; żeby to nie miało miejsca, używa się odwrotnych zastrzałów (jak wskazano na rys. 41, 36).

Na rysunkach 38, 39 wyobrażone są poszczególne części wrębów, zastrzałów, rozpór i poprzecznic.

Robiąc te wręby, trzeba zwrócić uwagę na to, żeby zastrzały nie mogły wyjść w bok.

W normalnych mostach da się to urzeczywistnić zapomocą czopów.

W mostach wojskowych, z powodu konieczności szybkiej budowy, zastosowywanie czopów nie jest wskazane, gdyż powoduje stratę czasu.

Wobec tego dla mostów z krótszym terminem używalności, do 1 roku, w wielu wypadkach można obejść się bez czopów, zastępując je wiązaniami z drutu lub wstęg żelaznych, (jak wskazano na rys. 40).

Korzystnem jest wzmacniać jeszcze wręby wiązaniami metalowemi, lub klamrami.

Przykład obliczania mostu z rozporą.

§ 21. Most przeznaczony jest dla przejścia ciężkiej artylerji (130 mm.), rozpiętość przęsła równą jest 12 metrom, szerokość pomostu 3 metry. Jarzma z pali, w każdem jarzmie po 3 pale. Dylina wymiaru 7×23 cm.

Rozstaw kół równy jest 1,53 m., a rozstaw osi 4,68 m., ciśnienie na jedno z kół 3,4 tonny, na drugie 415 kg.

Rozporę przyjmiemy równą 4 metrom. Wtedy długość belek mostowych wynienie 4 m. Przestrzeń między punktami oparcia oczepu wyniesie przy 3 palach 1,5 mtr.

Przyjmiemy, że dylinę ułożyliśmy podwójną. Moment wytrzymałości wyniesie dla pojedynczej deski $\frac{23 \cdot 7^2}{6}$

Dla podwójnej, zamiast, jakby mogło się zdawać $\frac{23 \cdot (2 \cdot 7)^2}{6} = 4 \cdot \frac{23 \cdot 7^2}{6}$ zawsze przyjmujemy tylko $3 \cdot \frac{23 \cdot 7^2}{6}$ ze względu na to, że dwie deski nie są jedną deską o podwójnej wysokości. Teraz określimy odległość jednej belki głównej od drugiej, oznaczmy odstęp między niemi (osiami) przez x, x znajdziemy z równania $\frac{Px}{4} = \tau \cdot W$, wtedy mamy

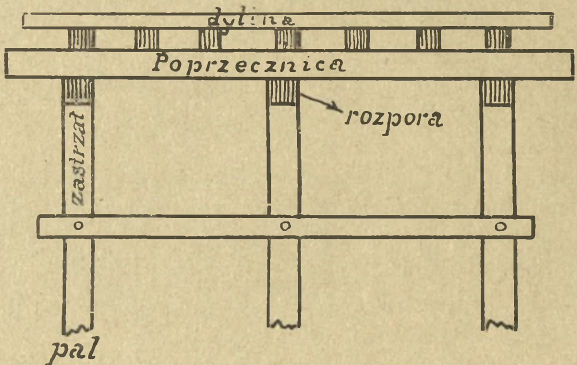
$$\frac{3400 \cdot X}{4} = 3 \frac{23 \cdot 7^2}{6} \cdot 100$$

Natężenie dopuszczalne przyjmiemy równem 100 kg cm²

$$x = \frac{23 \cdot 7^2 \cdot 4 , 100}{2 \cdot 3400} \neq 66 \text{ cm.}$$

Wtedy ilość belek mostowych równa się $n = \frac{300}{66} + 1$ widzimy, że 300 nie dzieli się przez 66, weźmiemy odległość belki od belki 60 cm. wtedy $n = \frac{300}{60} + 1 = 6$.

Ale ze względu na to że nad każdym dźwigarem położymy po jednej belce mostowej, resztę 3 nie dało by się ułożyć tak, żeby odstęp belki od belki był jednakowy i dlatego ilość belek mostowych bierzemy 7 z odstępem belki od belki na 50 cm., co ze względu na dylinę jest dopuszczalne.



Rys. 42.

Konstrukcja mostu naszego będzie następująca:

Na samych dźwigarach nie można ułożyć dyliny wobec tego, że odległość pomiędzy dźwigarami wynosi 1,5 m., podczas gdy możliwa odległość belki od belki ze względu na dylinę wynosi 66 cm.

Na dźwigar położymy poprzecznice, a na nich ułożymy belki mostowe, co na rysunku w przekroju będzie wyglądać tak: (ptr. rys. 42).

Na tych poprzecznicach ułożymy belki główne symetrycznie do każdego z dźwigarów, wtedy odległość między belkami głównemi wyniesie 50 cm., co wobec otrzymanych z obliczeń 66 cm. jest zupełnie dopuszczalne.

Teraz przystąpimy do obliczenia belek głównych. Przedewszystkiem rozpiętość każdej belki, jak już mówiliśmy, wyniesie 4 m.

Na każdą belkę główną pole obciążenia wyniesie

$$4 \times 0,5 = 2 \text{ mt. kw.}$$

Przyjmując ciężar jednego metra kwadratowego dyliny równy $52 \times 2 \neq 100$ kg. otrzymamy, że obciążenie całej belki przez dylinę wyniesie $100 \times 2 = 200$ kg. czyli na 1 cm. bieżący dyliny równomiernie rozłożone obciążenie wyniesie

$\frac{200}{400} \neq 0,5$ kg. do tego należy dodać ciężar samej belki 1 kg. na cm. bieżący, czyli całe obciążenie równomiernie rozłożone wynosi 1,5 kg. na cm. b.

Obciążenie skupione będzie pochodziło od koła i największy moment zginający będzie wtedy, kiedy koło stanie pośrodku belki głównej i równym jest

$$P = \frac{3400 \cdot 400}{4} = 340000 \text{ kg/cm.}$$

Ponieważ armata i tłum razem działać nie mogą, musimy dla obliczenia belki głównej rozważyć, co będzie większe, czy największy moment zginający koła, czy największy moment zginający tłumu ludzi. Ogólne obciążenie belki tłumem ludzi wyniesie 2.300 = 600 kg. czyli na 1 cm. bieżący wypada

$$\frac{600}{400} = 1 \,.\, 5 \text{ kg.}$$

Największy moment zginający tego obciążenia wyniesie

$$\frac{ql^2}{4} = \frac{1{,}5 \,.\, 400^2}{8}\ 30000 \text{ kg/cm.}$$

Widzimy, że największy moment zginający skupionego obciążenia jest znacznie większy, czyli że obliczenie belki prowadzimy według wzoru $\frac{Pl}{4} + \frac{ql^2}{8} \leqq \tau\ W$ gdzie $P = 3400$ kg. $l = 400$ cm. $q = 1{,}5$ kg. równanie dla W będzie takiem:

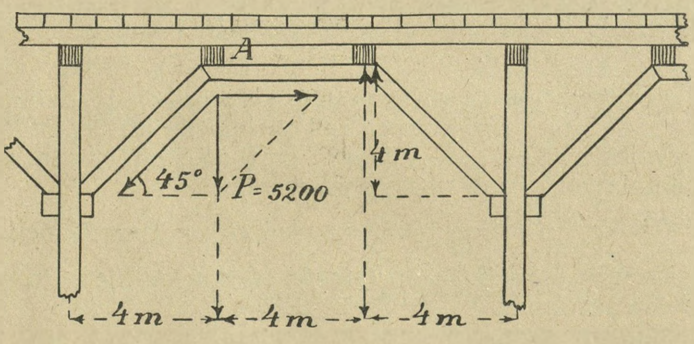
$$\frac{3400 \,.\, 400}{4} + \frac{15 \,.\, 400^2}{8} \leqq 100\ W$$

$$340000 + 30000 \leqq 100\ W \text{ skąd } W = 3700 \text{ cm}^3$$

Przyjmując, że belki nasze będą okrągłe, dla średnicy belki d mamy równanie: $\frac{d^3}{10} = 3700$ $d^3 = 37000$ $d \neq 34$ cm.

Teraz zobaczymy, jakiemu ciśnieniu będzie podlegał punkt A środkowego dźwigaru (punkt A jest punktem wiązania zastrzału z rozporą) ptr. rys. 43. Składa się ono z ciśnienia ciężaru samego mostu, ciężaru tłumu i skupionego obciążenia. Płaszczyzna obciążająca węzeł A ma pomiar $4 \times 1{,}50 = 6$ m², obciążenie tłumem wyniesie $6 \times 300 = 1800$ kg., ciężarem własnym mostu—dylina— $6 \times 100 = 600$ kg.

3 belki mostowe 12 b. m. = 1200 cm × 1 kg. = 1200 kg.
obciążenie ciężarem własnym na węzeł A = 1800 kg.



Rys. 43.

Żeby otrzymać ciśnienie skupionego obciążenia za punkt A zważymy, że największe ciśnienie na A będzie wtedy, kiedy koła armaty staną symetrycznie względem tego punktu. W tym wypadku jak widać przy rozstawie kół 1,5 m. i szerokości mostu 3,00 m. na linję środkową wypadnie 3400 kg. Wobec tego, że jednocześnie tłum i armata działać nie mogą, mamy ciśnienie na ten punkt $3400 + 1800 = 5200$ kg. $= P$.

Teraz musimy obliczyć zastrzał. Przypuśćmy, że zastrzał oparty jest o pal na 4 m. niżej swego szczytu, wtedy długość zastrzału znajdziemy z równania $x^2 = 4^2 + 4^2 = 32$, skąd $x = 5,7$ metr.

Siłę P rozkładamy wzdłuż zastrzału i rozpory. Wzdłuż zastrzału

$$Q = \frac{P}{Cos 45^0} = \frac{5200}{Cos 45^0} = \frac{5200}{0,7} \neq 7428 \text{ kg.}$$

Wzdłuż rozpory działa siła $Q_1 = P = 5200$ kg.

Mając ciśnienie, łatwo znajdziemy potrzebne przekroje zastrzału i rozpory. Obliczać będziemy na podstawie tablicy na str. 11, rozdziału I. Przypuśćmy, że zrobimy go z okrąglaków o średnicy 25 cm.

Wtedy $\frac{l}{d} = \frac{570}{25} \neq 23$; przy $\frac{l}{d} = 23$ natężenie dopuszczalne wynosi 31 kg/cm.², rzeczywiste zaś będzie równać się

$$\tau' = \frac{7428}{\frac{\pi 25^2}{4}} = \frac{7428}{491} \neq 15,4 \text{ kg.}$$

widzimy, że okrąglaki 25 cm-owe są za grube; spróbujemy 20 cm-owych: $\frac{l}{d} = \frac{570}{20} \neq 29$, przy takiem $\frac{l}{d}$ — natężenie dopuszczalne wynosi 26 kg/cm.², rzeczywiste zaś będzie

$$\tau' = \frac{7428}{\frac{\pi 20^2}{4}} = \frac{7428}{314} = 23,3 \text{ kg/cm.}^2$$

Widzimy, że 20 cm-owe byłyby odpowiednie, bo chociaż natężenie jest nieco mniejsze niż dopuszczalne, to jednak, wobec tego, że zastrzały w końcach będą miały mniejszy przekrój z racji ciosania, ten zapas wytrzymałości jest usprawiedliwiony.

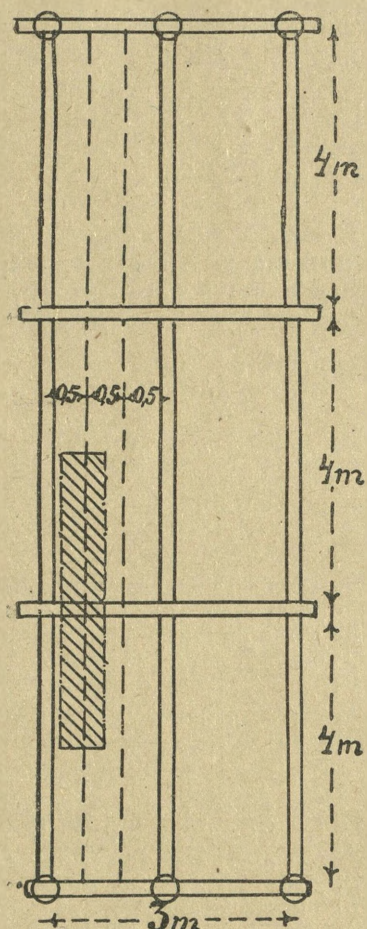
Teraz obliczymy rozporę; wzdłuż rozpory działa ściskająco siła 5200 kg.

Sprobujemy, czyby nie można było zrobić rozpory z belek okrągłych 20 cm. t. j. z takich samych, z jakich są zrobione zastrzały. — Długość rozpory mamy równą 4-em metrom, $\frac{l}{d} = \frac{400}{20} = 20$, przy takiem $\frac{l}{d}$ natężenie dopuszczalne wynosi 37 kg., rzeczywiste zaś będzie

$$\frac{5200}{314} \neq 17.$$

Widzimy, że rozpora mogłaby być znacznie cieńszą, ale ze względu na to, że wiązanie rozpory z zastrzałem będzie najlepszem w razie jednakowej grubości, weźmiemy na rozporę belki 20 cm-owe.

O ileby z obliczenia wypadł na rozporę materjał grubszy, niż na zastrzały, wtedy dla tej samej zasady zrobilibyśmy zastrzały z tego samego materjału co i rozporę.



Rys. 44.

Teraz obliczymy poprzecznicę, na której leżą belki główne. Na poprzecznicę działają obciążenia w 2-ch miejscach, w miejscach styków belek mostowych z poprzecznicą (patrz przekrój mostu rys. 42). Oczywiście rozpatrujemy nie całą poprzecznicę, a tę część, która leży między dwoma, są średniemi palami. Obciążenie składa się z wagi własnej mostu, wagi tłumu i skupionego obciążenia od kół armaty.

Płaszczyzna obciążająca każdą z 2 belek ma pomiar 4 $\times$ 0,50 = 2 m.^{2} (patrz rys. 44, płaszczyzna obciążająca jest zakreskowana).

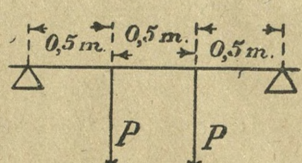
Obciążenie od wagi własnej wynosi

od dyliny . . 2 $\times$ 100 = 200 kg.
od wagi własnej
belki . . . 400 $\times$ 1 = 400 kg.*)

razem . . . . . 600 kg.
od tłumu . . 2 $\times$ 300 — 600 kg.

*) (waga 1 cm. b. belki przyjętą jest 1 kg.)

Najniedogodniejszym rozkładem skupionych obciążeń dla poprzecznicy będzie ten, kiedy oś armaty stanie nad poprzecznicą, a jedno z kół na którąkolwiek z 2-ch wyżej wspomnianych belek mostowych.



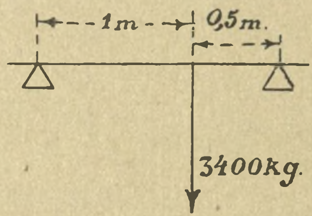
Rys. 45.

Mamy zatem belkę podpartą w 2-ch miejscach, na którą działają dwa obciążenia, jak wskazano na rys. 45. Musimy rozważyć, jakie działanie jest dla belki niedogodniejsze, armaty czy tłumu. Wagi własnej nie bierzemy w rachubę, bo działa ona i w jednym i w drugim wypadku.

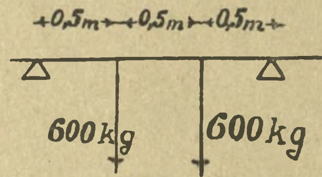
W wypadku armaty mamy taki szemat sił jak wskazano na rys. 46, i największy moment zginający $M = \frac{3400 \,.\, 1 \,.\, 0{,}5}{1{,}5}$ kg/m., (patrz str. 24, część I, wzór 7),

$$M = \frac{3400}{3} = 1133 \text{ kg/m.}$$

W wypadku tłumu, mamy taki szemat sił (jak wskazano na rys. 47), najw. moment zginający $M = 600 . 0{,}5 = 300$ kg/m. (ptrz str. 25, część I-a, wzór 10).



Rys. 46.



Rys. 47.

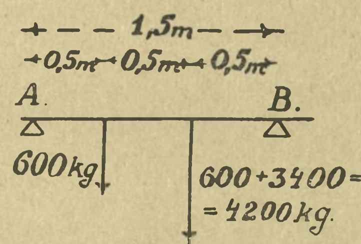
Widzimy, że obliczać musimy poprzecznicę na armatę i wagę własną, czyli jak pokazano na szemacie na rys. 48.

Największy moment zginający będzie w miejscu działania obciążenia 4200 kg.

Żeby określić, czemu on się równa, musimy odnaleźć ciśnienia na podpory A i B.

Ciśnienie na podporę A niech równa się X, dla odnalezienia X mamy równanie

$$X . 150 = 600 . 100 + 4200 . 50$$



Rys. 48.

$$X = \frac{600 . 10 + 4200 . 5}{15} = \frac{200 . 2 + 1400 . 1}{1} = 1800 \text{ kg.},$$

wtedy największy moment zginający równa się

$$M = 1800 . 100 - 600 . 50 = 150000 \text{ kg/cm.},$$

dla odnalezienia potrzebnego przekroju poprzecznicy mamy równanie

$$M + \frac{ql^2}{8} = \tau W$$

$$150000 + \frac{1 . 150^2}{8} = 100\ W$$

$$150000 + 2812 = 100\ W$$

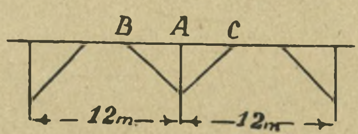
$$W = \frac{152812}{100} = 1528{,}12 \text{ cm}^3.$$

Przyjmując oczep okrągłym, mamy równanie dla średnicy d:

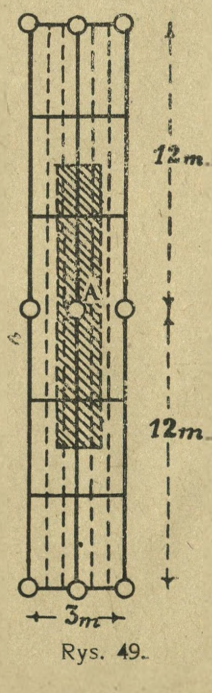
$$\frac{d^3}{10} = 1528{,}12$$

$$d^3 = 15281$$

$$d = 25 \text{ cm.}$$



Rys. 50.



Rys. 49.

Teraz przystąpimy do obliczania grubości pali. Obliczać będziemy środkowy pal, na rys. 49 i 50 naznaczony on jest literą A, jako podlegający największemu ciśnieniu. Płaszczyzna mostu obciążająca ten pal (na rys. 49 jest zakreskowaną) ma wymiar $12 \times 1{,}5 = 18$ m². Ciężar tej płaszczyzny odnajdziemy jak następuje: Ciężar dyliny wyniesie $18 \times 100 = 1800$ kg. Ciężar belek mostowych (oznaczone one na rys. 49 kropkami) ogólnej długości $12 \times 3 = 36$ m. bieżących wyniesie $3600 \times 1 = 3600$ kg. Ciężar dźwigaru długości ($4 + 2 . 6 = 16$ m., rozpora 4 m. i każda z zastrzałów po 6 m.) 1600 cm. $\times 1 = 1600$ kg.

Razem $1800 + 3600 + 1600 = 7000$ kg. Obciążenie przez tłum wyniesie $18 \times 300 = 5400$ kg.

Oprócz tego działają przez węzły B i C (patrz rys. 50) skupione obciążenia. Najniedogodniejsze obciążenie będzie wtedy, kiedy nad węzłem C stoi tylna oś armaty obciążająca węzeł 3400 kg. i to samo ma miejsce nad węzłem B. Wtedy ciśnienie tych dwóch armat na pal wyniesie 6800 kg.

Widzimy, że ciśnienie armat jest większe niż tłumu, a zatem obliczamy pal na ciśnienie ciężaru własnego 7000 kg. + ciśnienie armat 6800 kg., razem 13800 kg. — dla ułatwienia rachunku 14 tonn.

Przypuśćmy, że pale mają 8 m. wysokości. Sprobujemy użyć 25 cm-wych pali $\frac{l}{d} = \frac{800}{25} = 32$, w tym wypadku dopuszczane wynosi 24 kg/cm.², rzeczywiste zaś wyniesie

$$\frac{14000}{\frac{\pi 25^2}{4}} = \frac{14000}{491} \neq 28 \text{ kg/cm.}^2$$

Widzimy, że pale 25 cm-owe są za cienkie, weźmiemy 28 cm-owe, $\frac{l}{d} = \frac{800}{28} = 28{,}5$, przy takiem $\frac{l}{d} = 28{,}5$ natężenie dopuszczalne wynosi 27 kg/cm.², rzeczywiste zaś

$$\frac{14000}{\frac{\pi 28^2}{4}} = \frac{14000}{615} \neq 23 \text{ kg.}$$

Widzimy, że pale 28 cm-owe są za grube.

Sprobujemy 27 cm-owe, $\frac{l}{d} = \frac{800}{27} = 29{,}5$ przy tem $\frac{l}{d}$, natężenie dopuszczalne wynosi 25 kg/cm.³ rzeczywiste zaś będzie

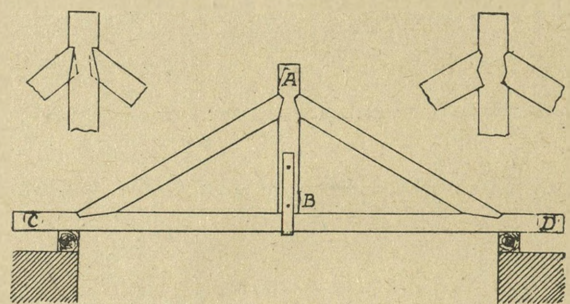
$$\frac{14000}{\frac{\pi 27^3}{4}} = \frac{14000}{572} \neq 24{,}5 \text{ kg/cm}^3.$$

Widzimy, że pale 27 cm-owe są zupełnie odpowiednie.

MOSTY WIESZAROWE.

Najprostszym typem belki wieszarowej, jest belka wskazana § 22. na rys. 51.

Obciążenie jednej działa na słupek AB rozciągająco. Siła rozciągająca w słupku działając wzdłuż zastrzałów, ściska je. Belka CD nosi nazwę ścięgna. Pod wpływem działania zastrzałów AC i AD, belka CD podlega siłom rozciągającym. Mosty takie używane są o rozpiętości do 7 metrów, pochylenia AC względem CD nie może być mniejszy niż 23°, w przeciwnym bowiem razie

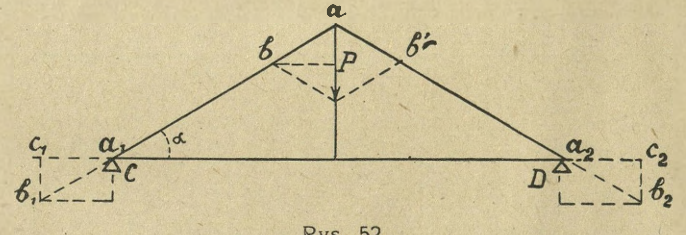


Rys. 51.

parcie ściskające siły, działające w zastrzałach stają się zanadto duże. Siły działające w ścięgnie łatwo otrzymamy, jak to widać z niżej przytoczonego szematu (rys. 52).

Oznaczmy obciążenie słupka AB przez P, wtedy siła ściskająca AC będzie się równać ba. Przenosząc siłę ab i ab^1 do węzła C i D, otrzymamy, że siła rozciągająca CD będzie się równać:

$$c_1\, a_1 = c_2\, a_2.$$



Rys. 52.

Na rys. 52 jest wskazany graficzny rozkład i obliczenie sił. Łatwo można napisać i analityczny jego wyraz $\frac{P}{2} = ab.\,Cos\,(90-\alpha)$

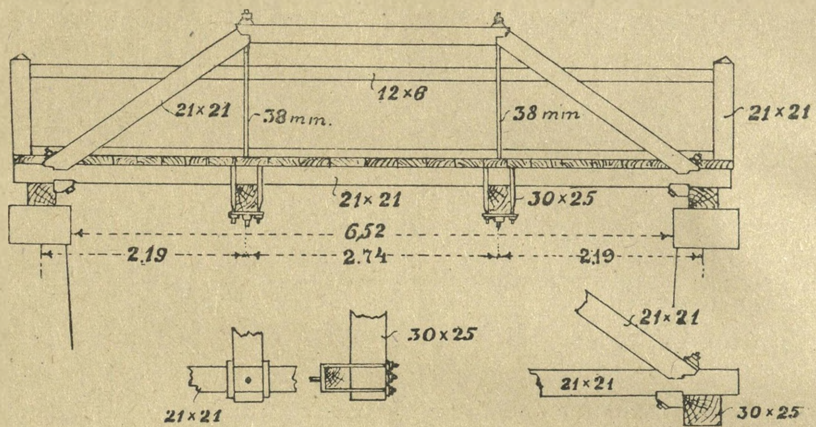
(21) $$ab = \frac{P}{2\,Cos\,(90-\alpha)} = \frac{P}{2sin\alpha}$$ t. j. siła ściskająca AC.

Ponieważ $ab = a_2b_2\ \ a_2c_2 = a_2b_2 Cos\alpha = \frac{P}{2} \times \frac{Cos\alpha}{sin\alpha} = Cotg\alpha$ t. j. siła rozciągająca CD.

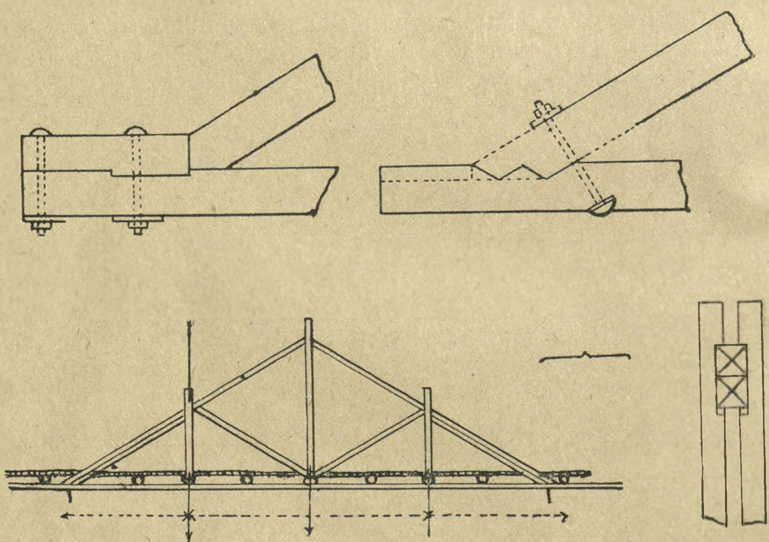
Gdy są dwa słupki, mamy t. zw. wieszar trapezowy, używany dla rozpiętości od 6—9 metrów.

Natężenie części składowych takiej belki zależy nie tylko od sposobu ich urządzenia i wielkości obciążeń, ale i od tego, w jaki sposób jest przeniesione obciążenie jezdni na belkę — wieszar trapezowy.

To obciążenie może być dwojako przeniesione na konstrukcję mostową. 1) Dylina opiera się na belkach poprzecznych, które leżą na ściągnach wieszaru (jak wskazano na rys. 54), lub też



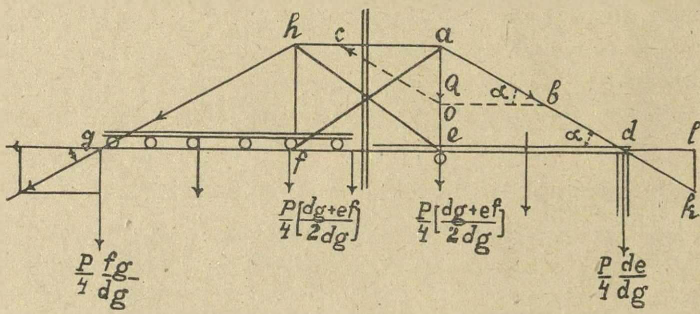
Rys. 53.



Rys. 54.

dylina leży na podłużnych belkach, opierających się na przyczółkach mostowych i pośrodku na belkach poprzecznych, przymocowanych do dalszej krawędzi słupków, jak wskazano na rys. 53.

W obydwóch wypadkach natężenia słupków, zastrzałów i beleczki (ah) będą jednakowe, natężenie zaś ścięgien będą różne. W 1-ym wypadku ścięgno oprócz tego, że rozciąga się dzięki siłom działającym wzdłuż osi zastrzałów, jest również zginane



Rys. 55.

przez poprzecznice, które leżą na ścięgnach. W drugim wypadku, wobec tego, że belki poprzeczne, podtrzymujące belki podłużne są przymocowane do słupków, ścięgno jest tylko rozciągane.

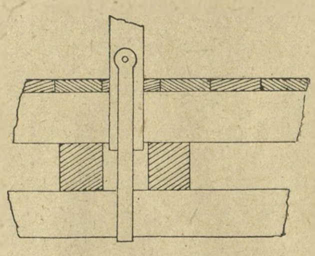
Zrobimy teraz analityczne obliczenie sił działających w wieszarze w obydwóch przypadkach, przy jednej i tej samej rozpiętości mostu i jednych i tych samych wymiarach składowych części wieszaru. § 23.

Przypuśćmy, że całe równomiernie rozłożone obciążenie na most wynosi P kg. Przypuśćmy, że most nasz składa się z dwóch wieszarów, skąd widzimy, że na każdy wieszar wypadnie obciążenie $\frac{P}{2}$ kg., wtedy na każdy odcinek de, ef i fg wypadnie takie obciążenie:

na de — $\frac{P}{2}\,\frac{de}{dg}$

na ef — $\frac{P}{2}\,\frac{ef}{dg}$

na fg — $\frac{P}{2}\,\frac{fg}{dg}$



Rys. 56.

połowa ciśnienia de wypadnie na podporę d, mianowicie

$$\frac{1}{2}\,\frac{P}{2}\,\frac{de}{dg}$$

połowa ciśnienia fg wypadnie na podporę g,

$$\frac{1}{2}\,\frac{P}{2}\,\frac{fg}{dg} \qquad (22)$$

reszta zaś wypadnie na dwa słupki ac i hf, t. j.

$$\frac{P}{2} - \left(\frac{1}{2}\,\frac{P}{2}\,\frac{de}{dg} + \frac{1}{2}\,\frac{P}{2}\,\frac{fg}{dg}\right) =$$

$$= \frac{P}{2} - \frac{P}{4}\left(\frac{de}{dg} + \frac{fg}{dg}\right) = \frac{P}{2}\left[1 - \frac{1}{2}\,\frac{(de+fg)}{dg}\right] =$$

$$\frac{P}{2}\left(\frac{2dg - de - fg}{2dg}\right) = \frac{P}{2}\left(\frac{dg+ef}{2dg}\right)$$

a na każdy ze słupków wypadnie

$$(23) \qquad \frac{P}{4}\left(\frac{dg+ef}{2dg}\right)$$

jeżeli $de = fg$, to wtedy na każdy słupek wypadnie obciążenie

$$\frac{P}{4}\left(\frac{2de+ef+ef}{2dg}\right) = \frac{P}{4}\left(\frac{2de+2ef}{2dg}\right) = \frac{P}{4}\left(\frac{de+ef}{dg}\right)$$

Oznaczmy tę siłę przez Q, mamy, że

$$Q = \frac{P}{4}\,\frac{de+ef}{dg}$$

Jeżeli kąt pochylenia zastrzałów do ściągna oznaczymy przez α, to z trójkąta bao mamy siłę ściskającą zastrzał, a mianowicie siła równą $ba = \frac{Q}{sin\alpha}$ czyli

$$(24) \qquad ba = \frac{P}{4}\,\frac{de+ef}{dg} \times \frac{1}{sin\alpha}$$

Siła ściskająca beleczkę ah wyniesie

$$(25) \qquad ac = ao\,ctg\alpha = Q\,ctg\alpha = \frac{P}{4}\,\frac{de+ef}{dg}\,.\,Cotg\alpha$$

Siłę rozciągającą ścięgno dg znajdziemy jak następuje: równać się będzie ona jak widać z rysunku: $ld = kd\,Cos\alpha$; $kd = ab$, skąd ld

$$(26) \qquad ld = \frac{P}{4}\,\frac{de+ef}{dg}\cdot\frac{Cos\alpha}{sin\alpha} = \frac{P}{4}\,\frac{de+ef}{dg}\cdot Cotg\alpha$$

Siła pionowa przyciskająca belkę do podpory, jak widać, będzie $= ao = Q$, a pełne ciśnienie na podporę w punkcie d będzie:

$$(27) \qquad Q + \frac{1}{2}\cdot\frac{P}{2}\,\frac{de}{dg} = \frac{P}{4}\,\frac{de+zf}{dg} + \frac{P}{4}\,\frac{de}{dg} = \frac{P}{4}\,\frac{2de+ef}{dg} =$$

$$= \frac{P}{4}\,\frac{dg}{dg} = \frac{P}{4}$$

Z ustalonych tutaj wzorów widać, że natężenia w zastrzałach w beleczce będą tem mniejsze, im większy jest kąt α, t. j. im bardziej stromo stoją zastrzały, tem mniejsze jest natężenie wszystkich części wieszaru.

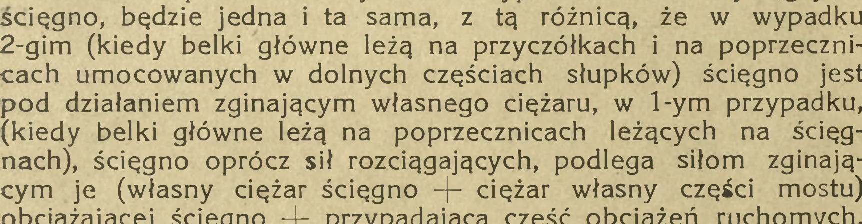
Należy pamiętać, że przy zbyt wysokiej konstrukcji wieszaru, ma on mniejszą ostoję przeciw wiatrom.

Przejdziemy teraz do wyznaczenia sił zginających, działających w ściągnach w obydwóch przypadkach. Weźmiemy 1-szy przypadek, kiedy na ściągnach leżą poprzecznice, na których leży dylina.

Całe ciśnienie na części de wynosi jak widzieliśmy $\frac{P}{2} \frac{de}{dg}$; właściwie mówiąc, obciążenie tej części ściągna jest złożone z kilku lub kilkunastu skupionych obciążeń, zaczepionych w miejscach dotyku środków poprzecznic ściągna. Ale dla uproszczenia można przyjąć, że to całe obciążenie jest równomiernie rozłożone, wtedy na jednostkę bieżącą wypadnie $\frac{P}{2} \frac{1}{dg}$; największy moment zginający będzie $M = \frac{P}{2} \frac{de^2}{8} \frac{1}{dg}$.

W ten sposób w obydwóch wypadkach siła wyciągająca ściągno, będzie jedna i ta sama, z tą różnicą, że w wypadku 2-gim (kiedy belki główne leżą na przyczółkach i na poprzecznicach umocowanych w dolnych częściach słupków) ściągno jest pod działaniem zginającym własnego ciężaru, w 1-ym przypadku, (kiedy belki główne leżą na poprzecznicach leżących na ściągnach), ściągno oprócz sił rozciągających, podlega siłom zginającym je (własny ciężar ściągno + ciężar własny części mostu) obciążającej ściągno + przypadająca część obciążeń ruchomych.

Dla wyznaczenia rozmiarów przekroi składowych części wieszaru w wypadkach, jeżeli te części są ściskane, należy korzystać z tablicy str. 11, część I-sza, t. j. uwzględniać wyboczenie, jak to robiliśmy w przykładach przy obliczaniu pali. Jeżeli jakakolwiek część wieszaru jest kolejno rozciągana i ściskana (nadmieniamy, że wskazane jest unikać takich konstrukcji), to należy obliczyć potrzebny przekrój, jak następuje: przypuśćmy, że działa tylko siła rozciągająca; oznaczmy szukane pole przekroju przez ω, na-



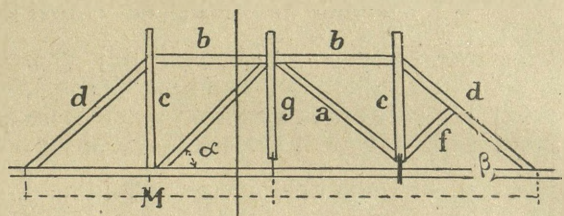
Rys. 57.

stępnie pole przekroju potrzebne dla siły ściskającej przez ω_1 i wyznaczmy ostateczne wymiary potrzebnego nam przeproju Ω tak, żeby

$$(28) \qquad \Omega = \omega + \omega_1.$$

Dla części podlegających rozciąganiu, dzielimy siłę rozciągającą przez natężenie dopuszczalne i otrzymujemy pole potrzebnego nam przekroju. W razie wrębu w częściach konstrukcji, niejednakowego przekroju w miejscach wrębu, obliczamy pole najmniejszego przekroju.

Wieszary z trzema słupkami urządza się dwojako: albo wszystkie trzy słupki są jednakowe, jak to wskazano na rys. 58, lub też środkowy jest większy i wtedy wieszar wygląda jak na rys. 54.



Rys. 58.

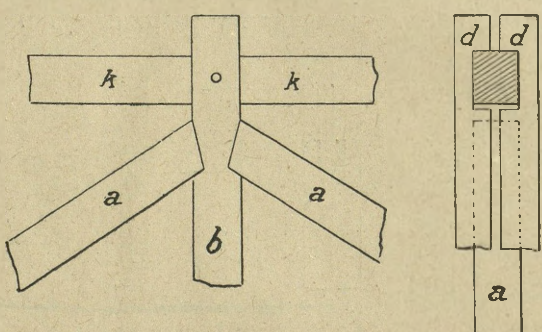
W pierwszym wypadku zastrzały *a* mogą wspierać się albo w ścięgno, lub też w słupek, jak pokazano na rys. 58, w pierwszej i w drugiej połowie. W wypadku, jeżeli zastrzały *a* wpierają się w słupki *c*, należy między słupkiem *c* i zastrzałem *d* postawić rozporę *f*, którąby uniemożliwiała odchylenie słupka *e* od jego pierwszej pozycji.

Wpieranie zastrzału *a* w ścięgno jest niedogodne przez to, że utrudnia w punkcie *M* podłużanie ścięgna, co często się zdarza. Wobec tego wpieranie zastrzału *a* w ścięgno może być dopuszczone w wypadku, jeżeli ścięgno jest jednolite, lecz jeżeli jest złożone, to miejsce styku składowych części ścięgna leży pod średnim słupkiem.

Obliczenie takiego wieszaru robi się tak samo jak poprzedniego. Mianowicie wyznaczamy przedewszystkiem obciążenie na każdy ze słupków *c*, *g* i *c*.

Następnie obciążenie średniego słupka rozkładamy wzdłuż zastrzałów *aa*. Zastrzały te są ściśnięte (siłą, z jaką są one ściśnięte, łatwo znaleźć jak poprzednio) jeżeli obciążenie średniego słupka oznaczymy przez *Q*, to na każdy z bocznych będzie działać

$$Q + \frac{Q}{2}$$



Rys. 59.

Tę ostatnią rozkładamy wzdłuż zastrzału *d* i wzdłuż beleczki *b*. Siła działająca wzdłuż zastrzału rozciąga ścięgno. Siłę ściskającą rozporę łatwo znaleźć, rozkładając siłę działającą w słupku na dwie składowe *f* i *a*.

Jeżeli zastrzały są wparte w ścięgno, to siła ściskająca te zastrzały, będąc rozłożona wzdłuż ścięgna i bocznego słupka, będzie wyciągać słupek lub wstęgę, przy pomocy której słupek jest związany ze ścięgnem, i drugą, która będzie rozciągać ścięgno.

Pierwsza siła wraz z obciążeniem, które przypada na słupek c, działając na d i b będzie je ściskać, a przez zastrzał d będzie działać na ścięgno, rozciągając je.

Oznaczmy ciśnienie na środkowy słupek przez Q, wtedy siła działająca wzdłuż zastrzałów a będzie $= \frac{Q}{2 \sin \alpha}$ (29) (p. r. 58)

Siła, która będzie wyciągać słupek c, będzie $= Q + \frac{Q}{2} = \frac{3}{2}$ Q.

Siła ściskająca d na zasadzie poprzedniego będzie się równać

$$\frac{3Q}{2} \cdot \frac{1}{\sin \beta} \qquad (30)^{*})$$

Siła ściskająca b będzie się równać $\frac{3Q}{2} \cdot Cotg\, \beta$ (31)

Siła wyciągająca ścięgno będzie $= \frac{3Q}{2}\, Cotg\, \beta$ (32)

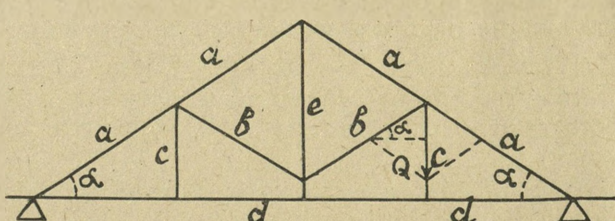
W przypadku, gdy zastrzały $a\, a$ są wparte w ścięgno, to wielkości sił działających w $a\ d\ c\ b$, zostaną te same, siła zaś wyciągająca części ścięgna A równać się będzie jak poprzednio $\frac{3}{2}$ Q $Cotg\, \beta$, w części zaś B będzie równa

$$\frac{3}{2}\, Q\, Cotg\, \beta + \frac{Q}{2}\, Cotg\, \alpha. \qquad (33)$$

Obliczenie systemu drugiego typu.

Obciążenie słupka c, działając wzdłuż zastrzału b, z jednej strony rozciąga słupek e, z drugiej działa przez drugi zastrzał rozciągające na ścięgno d.

Obciążenie działające na e, ściska zastrzały a i rozciąga ścięgno, stąd widzimy, że ścięgna rozciągają dwie siły, które działają na nie od a i od b.



Rys. 60a.

*) β jest to kąt pochylenia każdego z skrajnych zastrzałów do ścięgna.

Jeżeli obciążenie działające na każdy ze słupków, oznaczymy przez Q, to siła ściskająca b będzie wynosić $\frac{Q}{2 sin \alpha}$ (34)

Siła rozciągająca ścięgno przez b wyniesie $\frac{Q}{2} Cotg \alpha$.

Obciążenie przez każdy z zastrzałów b przenoszone na słupek e wyniesie $\frac{Q}{2}$, a od obydwóch Q, przeto całkowite obciążenie słupka e będzie $Q + \frac{Q}{2} + \frac{Q}{2} = 2Q$ (35)

Siła ściskająca a wyniesie od słupka $e \frac{Q}{2 sin \alpha}$, od słupka c — $\frac{Q}{2 sin \alpha}$, razem $\frac{Q}{sin \alpha}$ (36)

Siła wyciągająca ścięgno przez a wyniesie $Q Cotg \alpha$, czyli, że cała siła wyciągająca ścięgno wyniesie:

$$Q\, Cotg \alpha + \frac{Q}{2} Cotg \alpha = \frac{3}{2} Q\, Cotg \alpha \qquad (37)$$

Z tego, cośmy powiedzieli widać, że ścięgno opiera się na przyczółkach i na wstęgach żelaznych, umieszczonych w końcu słupków.

Jeżeli ścięgno jest złożone z kilku kawałków, to miejsce wiązania kawałków powinno być pod słupkami, i wiązania muszą być koniecznie wzmocnione przez sztaby żelazne, z obydwóch stron ścięgna związane śrubami.

Dla dogodności połączeń, używa się do takich wieszarów jednakowego budulcu.

Wysokie konstrukcje, jak już mówiliśmy, mają tę niedogodność, że przedstawiają wielką powierzchnię dla działania wiatru i wobec wyżej położonego środka ciężkości systemu łatwiej mogłyby ulec wywróceniu się. Oprócz tego uderzenia, wywołane przez przejazd wozów, mogą powodować boczne wychylenie się wieszaru. Wobec tego wiąże się wieszary jednego i tego samego przęsła w całość zapomocą poprzecznic, leżących zwykle nad słupkami, naturalnie na takiej wysokości, żeby nie przeszkadzać ruchowi na moście, zwykle od 3 do 3,5 metra wysokości.

Poprzecznice górne są związane z zewnętrznej strony z dalszemi poprzecznicami przy pomocy strun stalowych, lub podwójnych zastrzałów.

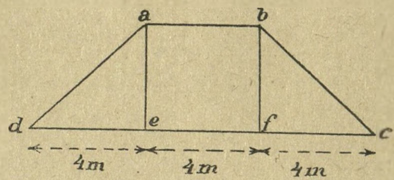
Ustawianie mostów wieszarowych odbywa się z rusztowań, albo też składa się wieszary na brzegu, a następnie nasuwa się je na jarzma zapomocą wałów (okrągłe kloce drzewa) lub bloków.

Wieszarowe mosty są dogodniejsze od rozporowych dlatego, że nie rozpierają jarzm mostowych i jezdnia może być zbudowana nie wiele nad poziomem wody.

Jako przykład zrobimy obliczenie wieszarowego mostu. § 24.

Most dla ciężkiej artylerji (130 m/m P). Ogólna waga działa 7,669 tonny, ciśnienie na tylną oś 6,8 t., na przednią 830 kg., czyli, że na tylne koło 3,4 t., a na przednie 415 kg.; rozstaw osi 4,68 m., rozstaw kół 1,5 m. Rozpiętość przęsła 12 m., szerokość 3 metry. Deski na dylinę mamy 8 × 25 cm.

Most nasz zaprojektowany na belkach typu wieszaru trapezowego z belkami podłużnemi, ułożonemi na przyczółkach i na poprzecznicach, zawieszonych u spodu słupków. Słupki ustawimy w odległości 4 metrów jeden od drugiego, czyli, że wymiary poziome wieszaru będą takie, jak pokazano na rys. 60.



Rys. 60b.

Zobaczymy wobec grubości naszej dyliny, na jakiej odległości muszą leżeć belki podłużne:

$$\frac{3400 \, . \, X}{4} = 100 \, \frac{25 \, . \, 8^2}{6}$$

$$X = \frac{3200}{102} \neq 31 \text{ cm.}$$

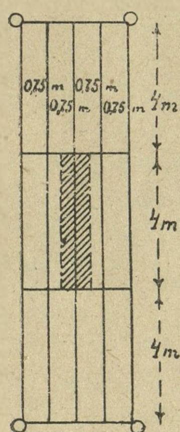
skąd wynika, że na 3 metry szerokości wypadłoby $\frac{300}{31} + 1 = 11$ belek podłużnych. Wobec tego belki składa się tak, że oś od osi leży na 30 cm.; mogłoby się zdarzyć, że nie dałoby się to urzeczywistnić, bo gdyby np. belki były 35 cm., to w wypadku, gdyby nawet szczelnie do siebie przylegały, to i w tym wypadku odległość pomiędzy osiami wynosiłaby 35 cm. — Wobec tego ułożymy podwójną dylinę. Wtedy moment oporu takiej dyliny będzie $W = \frac{25.8^3}{6}$. 3, czyli $W = 800$ cm.^{3}, wtedy odstęp między belkami wyniesie: $\frac{3400 \, . \, X}{4} = 100 \, . \, 800$; $X = \frac{3200}{34} = 95$ cm.

Przy odległości międzyosiowej 95 cm., na szerokość 3 metrów wypadnie belek podłużnych $\frac{300}{95} + 1$; wobec tego, że 300 przez 95 nie jest podzielne, musimy wziąć odstęp pomiędzy belkami mniejszy, wyrażający się liczbą najbardziej zbliżoną do 95 i przez którą 300 by się dzieliło; wyniesie on 75 cm., wtedy belek podłużnych będzie $\frac{300}{75} + 1 = 5$, czyli, że odstęp belek podłużnych będzie 75 cm. i belek takich będzie 5. Musimy wyznaczyć teraz grubość tych belek.

Musimy rozważyć, jakim obciążeniom podlegać będzie taka belka. W tym celu zrobimy plan pomostu (rys. 61). Równomiernie rozłożone obciążenie na każdą belkę będzie się równać ciężąrowi mostu, przypadającemu na belkę; na rys. 61 prostokąt zakreskowany, + ciężar tłumu znajdującego się na tej samej zakreskowanej części.

Pole części mostu, obciążającej belkę mostową wyniesie 4 × 0,75 m. = 3 m. kw. Wobec podwójnej dyliny mamy, że 1 m. kw. dyliny wyniesie (patrz str. 51, część II) 120 kg., ciężar 1 m. kw. reszty konstrukcji przyjmiemy równy 80 kg., czyli że ciężar 1 m. kw. mostu wyniesie 200 kg., a ciężar części mostu, obciążającej belkę będzie 3 × 200 = 600, skąd na cm. bieżący belki wypadnie: $\frac{600}{400} = \frac{60}{40} = 1{,}5$ kg., ciężar tłumu: 3 × 300 = 900 kg., skąd na cm. bieżący belki wypada

$$\frac{900}{400} = 2{,}25 \text{ kg.}$$



Rys. 61.

Moment zginający skupionego obciążenia będzie największy wówczas, gdy koło stanie na belce pośrodku, czyli gdy belka będzie obciążona skupionem obciążeniem 3400 kg.

Największy moment zginający w wypadku skupionego obciążenia wyniesie:

$$M = \frac{3400 \,.\, 400}{4} = 340000 \text{ kg/cm.}$$

Największy moment zginający w wypadku obciążenia mostu tłumem wyniesie:

$$\frac{ql^2}{8} = \frac{2{,}25 \,.\, 160000}{8} = 2{,}25 \times 20000 = 45000 \text{ kg/cm.}$$

Ponieważ moment zginający jest większy od skupionego obciążenia, a tłum i armata razem nie mogą działać — obliczenie belki prowadzimy według wzoru:

$$\frac{Pl}{4} + \frac{ql^2}{8} \leq 100\ W \text{ gdzie } P = 3400;\ q = 1{,}5 \,.\, l = 400 \text{ cm.,}$$

gdzie P—skupione obciążenie, l—rozpiętość przęsła, q—równomiernie rozłożone obciążenie od ciężaru mostu. Mamy:

$$\frac{3400 \,.\, 400}{4} + \frac{1{,}5\ 400}{8} = 100\ W$$

$$340000 + 1{,}5 \,.\, 20000 = 100\ W$$

$$370000 = 100\ W$$

$$W = 3700 \text{ cm.}^3$$

Przypuszczając, że belki nasze są okrągłe, i oznaczając średnicę ich przez d, mamy, że

$$\frac{d^3}{10} = 3700$$

skąd $$d^3 = 3700$$

$$d \neq 34 \text{ cm.}$$

Obliczymy możliwie ściśle cały ciężar pomostu, t. j. dyliny i belek podłużnych. Dylina ważyć będzie wobec powierzchni $3 \times 12 = 36$ m. kw., $36 \times 120 = 4320$ kg. czyli 4,320 tonny.

Obliczymy ciężar belek głównych i zobaczymy, jaka będzie ich łączna długość.

Belek jest 5, każda długości 12 m., czyli ogólna długość 60 m. bież.

Zobaczymy, ile waży 1 m. bież. 34 cm. belki.

Zobaczymy, jaką objętość (w cm. sześć.) ma 1 m. bieżący naszej belki

$$V = \frac{\pi 34^2}{4} . 1000 = 908 . 100 = 90800 \text{ cm.}^3,$$

ciężar tego 1 m. b. belki wyniesie: $P = 90800 . 0,8 = 72640$ gr. czyli 72,64 kg., czyli cały ciężar belek długości 60 m. b. wyniesie $72,64 . 60 = 4458,4$ kg. całe obciążenie mostu $4320 + 4458,4 = 8778,4$ kg.

Dla ułatwienia rachunku przyjmiemy, że górna konstrukcja jest obciążona 9000 kg. t. j. 9 tonnami, skąd na każdy z wieszarów wypadnie 4,5 tonny, a na każdy ze słupków wypadnie 1500 kg. ciężaru własnego mostu.

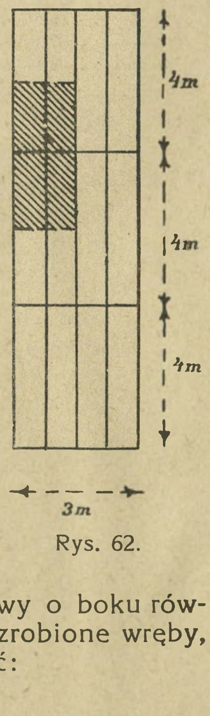
Musimy obliczyć obciążenie przez tłum.

Pole części mostu, której ciężar działa na słupek wynosi $4 \times 1,5 = 6$ m. kw., patrz rys. 62, gdzie płaszczyzna obciążająca słupek jest zakreskowana.

Jeżeli przyjąć ciśnienie tłumu $= 300$ kg. na 1 m. b., to ciśnienie tłumu na słupek wyniesie $6 \times 300 = 1800$ kg.

Najniedogodniejsze obciążenie skupione będzie przy takim rozkładzie kół, kiedy jedno koło stanie tuż koło słupka, a drugie pośrodku. Wtedy obciążenie słupka będzie: przez 1-sze koło 3400 kg., przez 2-gie 1700 kg., razem 5100 kg., — wobec tego, że tłum i armata razem działać nie mogą.

Przyjmujemy, że działa większe, t. j. armata oraz ciężar własny pomostu na słupek wypada ciśnienie $5100 + 1500 = 6600$ kg. Ponieważ natężenie dopuszczalne jest równe 100 kg., przeto potrzebny przekrój wynosi 66 cm^2.



Rys. 62.

Przyjmując, że słupek nasz będzie kwadratowy o boku równym 8 cm. i biorąc pod uwagę, że będą w nim zrobione wręby, wnosimy, że potrzebny przekrój musi się równać:

$$66 \times 3 = 198 \text{ cm.}^2,$$

czyli, że bok przekroju słupka wyniesie 14 cm.

Zastrzały ustawimy pod kątem 45° do ścięgna. Wtedy, jak to mamy ze wzorów naszych (patrz str.) siła ściskająca zastrzału *ad* wyniesie:

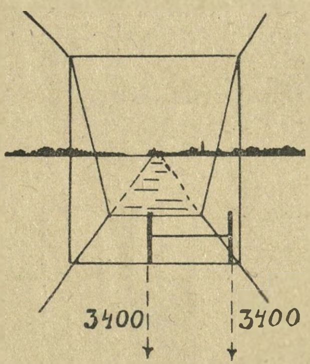
$$\frac{6600}{sin 45^0} = 6600 \cdot \frac{10}{7} = 9428 \text{ kg.}$$

Długość zastrzału *da* wyniesie

$$\sqrt{16 + 16} = \sqrt{32} \neq 5{,}7 \text{ m.}$$

Korzystając z tablicy na str. 11, rozdziału I-go, znajdziemy potrzebny przekrój. Weźmiemy bok przekroju zastrzału równym 20 cm. $\frac{l}{d} = \frac{570}{20} = 28{,}5$ przy $\frac{l}{d} = 28{,}5$, natężenie dopuszczalne wypada 27 kg., rzeczywiste zaś będzie

$$\frac{9428}{20^2} - \frac{9428}{400} \neq 23{,}51 \text{ kg/cm.}$$



Rys. 63.

Widzimy, że 20 cm-owe zastrzały są za grube; weźmiemy 18 cm., mamy $\frac{l}{d} = \frac{570}{18} \neq 32$, przy takim $\frac{l}{d} = 32$ natężenie dopuszczalne wynosi 24 kg/cm.², rzeczywiste zaś będzie

$$\frac{9428}{18^2} = \frac{9428}{324} \neq 29 \text{ kg/cm.}^3,$$

widzimy, że 18 cm-owe są za cienkie.

Probujemy 19 cm-owe; wtedy $\frac{l}{d} = \frac{270}{19} = 30$, przy $\frac{l}{d} = 30$, natężenie dopuszczalne wyniesie 25,5 kg., rzeczywiste zaś będzie:

$$\frac{9428}{193} = \frac{9428}{361} \neq 27 \text{ kg/cm}^2.$$

Widzimy, że 19 cm-owe zastrzały są też za cienkie, czyli musimy pozostać na 20 cm-owych.

Ciśnienie na beleczkę *ab* wobec tego, że kąt $\alpha = 45^0$, będzie się równało ciśnieniu na słupek *ad*, t. j. 6600 kg.

Długość beleczki wynosi 4 m. Wobec tego możemy znaleźć potrzebny przekrój. Weźmiemy 18 cm-owe brusy: wtedy $\frac{l}{d} = \frac{400}{18} \neq 22{,}2$, przy takim $\frac{l}{d}$ natężenie dopuszczalne wyniesie (patrz str. 53) 33 kg., rzeczywiste zaś wyniesie

$$\frac{6600}{18^2} = \frac{6600}{324} \neq 20 \text{ kg/cm.}^2$$

Widzimy, że 18 cm-owe brusy są za grube.

Weźmiemy 16 cm-owe brusy, wtedy $\frac{l}{d} = \frac{400}{16} = 25$, przy takim $\frac{l}{d}$ natężenie dopuszczalne wyniesie 29 kg/cm.², rzeczywiste zaś będzie:

$$\frac{6600}{16^2} = \frac{6600}{256} \neq 21 \text{ kg/cm.}^2$$

Widzimy, że i 16 cm-cwe byłyby za grube.

Probujemy 15 cm-owe $\frac{l}{d} = \frac{400}{15} \neq 26{,}6$, przy $\frac{l}{d} = 26{,}6$ natężenie dopuszczalne wynosi 28 kg., rzeczywiste zaś będzie:

$$\frac{6600}{15^2} = \frac{6600}{225} \neq 29 \text{ kg/cm.}^2$$

Widzimy, że 15 cm-owe są za cienkie. A zatem beleczkę robimy z 16 cm-owych brusów.

Teraz musimy przejść do obliczenia ścięgna.

Rozciąga się ono z siłą równą sile ściskającej beleczkę. Oprócz tego każdy z kawałków *de*, *ef* i *fc*, jest pod działaniem własnego ciężaru.

Obliczenie przeprowadzimy według wzoru: $\frac{P}{\omega} + \frac{ql^2}{8W} = \tau$ (patrz str. 26, cz. I, wzór 14), gdzie

P—siła działająca rozciągająco,
τ—natężenie dopuszczalne,
ω—płaszczyzna przekroju ścięgna,
q—obciążenie na jednostkę bieżącą,
l—długość ścięgna (w naszym przyp. 4 m.),
W—moment oporu danego przekroju.

Przypuśćmy, że ścięgno nasze będzie o przekroju kwadratowym; oznaczmy bok kwadratu przez X, wtedy:

$$\omega = X^2 \quad W = \frac{X^3}{6}$$

ciężar 1 m. bieżącego weźmiemy taki, jakby belka nasza była 20 cm-ową. Wobec tego, że przekrój poszukiwany będzie do tego wymiaru zbliżony. Objętość 1 m. bież. wyniesie:

$$20 \times 20 \times 100 \text{ cm.}^3 = 40000 \text{ cm.}^3$$

Ciężar takiej belki wyniesie, przyjmując ciężar gatunkowy drzewa równy 0,8 — 32 kg.. skąd na 1 cm. bież. belki wypadnie $\frac{32}{100}$ kg.; dla ułatwienia rachunku weźmiemy 0,5 kg. dla znalezienia X mamy równanie

$$\frac{6600}{X^2} + \frac{5 \,.\, 400^3 \,.\, 6}{10 \,.\, 8X^3} = 100; \qquad \frac{6600}{X^2} + \frac{60000}{X^3} = 100;$$

$$100\,X^3 - 60000 - 6600X = 0; \qquad X^3 - 66X - 600 = 0;$$

$$f(X) = X^3 - 66X - 600 = 0.$$

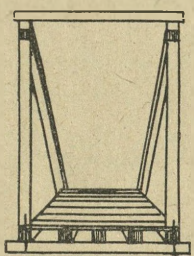
Ogólne rozwiązanie tego zadania według wzoru Cardana, byłoby zbyt uciążliwe, wobec tego daleko prościej będzie rozwiązać je szeregiem kolejnych prób:

równanie: $f(12) = 12^3 - 66 \,.\, 12 - 600 = +\, 336,$

$f(10) = 10^3 - 66 \,.\, 10 - 600 = -\, 260,$

$f(11) = 11^3 - 66 \,.\, 11 - 600 = +\, 5,$

skąd widzimy, że pierwiastek równania ma wartość zawartą między 10 i 11. — Ponieważ musimy dla przekroju wziąć wartość nieco większą, przeto przyjmujemy dla przekroju 11 cm.



Rys. 64.

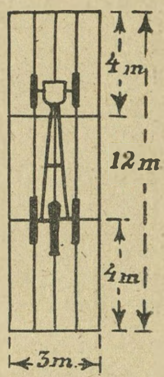
Jeżeliby zaś ścięgno zrobione było nie z jednej sztuki drzewa, a z kilku połączonych między sobą np. zamkiem prostym lub inaczej, to zważywszy, że wskutek tego wytrzymałość na rozciąganie zmniejszy się mniej więcej 7 razy, pole przekroju musi być równe nie $10^2 = 100$ cm.², lecz 700 cm.², czyli, że bok musi być $= \sqrt{700} \neq 27$ cm.

Teraz musimy obliczyć poprzecznicę przytwierdzoną do słupków; podlega ona obciążeniu przez ciężar własny mostu + obciążenie skupione. — Oba te obciążenia działają na poprzecznicę w 3 miejscach t. j. są obciążenia skupione.

Mieliśmy już na str. 110, że ciężar całego mostu wynosi 9000 kg.; na każdą ze środkowych poprzecznic *ab* i *cd* ciśnie trzecia część ogólnego ciężaru, mianowicie 3000 kg.

Teraz musimy obliczyć poprzecznicę przymocowaną do końców słupków; podlega ona obciążeniu przez ciężar własny mostu i obciążeniu skupionemu, t. j. obciążenia skupione i obciążenia przez ciężar własny pomostu, działają na poprzecznice w określonych zupełnie punktach, mianowicie w punktach styku belek podłużnych z poprzecznicą, oprócz dwóch skrajnych belek podłużnych, których obciążenie na poprzecznicę możemy odrzucić, bo działanie takiej skrajnej belki może być przeniesione na słupek. Mieliśmy już to na str. 104, ciężar całego pomostu wynosi 9000 kg., na każdą ze środkowych poprzecznic wypadnie po 3000 kg., (na każdą ze skrajnych po 1500 kg.), te 3000 kg. cisną na poprzecznicę w pięciu punktach, ciśnienie na dwa skrajne wyniesie po 375 kg. i na trzy środkowe po 750 kg., skrajne ciśnienie jak już mówiliśmy przeniesiemy na słupki, czyli mamy do czynienia tylko z trzema środkowemi. Oprócz tego na most działa obciążenie tłumem. Pole płaszczyzny obciążającej poprzecznicę wynosi $4 \times 3 = 12$ m.², a całe obciążenie płaszczyzny wyniesie $12 \times 300 = 3600$ kg. czyli tłum na każdą z belek środkowych wywiera ciśnienie 900 kg. Działanie skupionych obciążeń będzie najniedogodniejsze dla poprzecznicy wówczas, kiedy para kół stanie pośrodku mostu, przy odstępie między belkami 1,50 — i rozstawie kół 1,50, kiedy koła będą działały przez belki podłużne wprost na poprzecznicę — czyli dwie belki jak wskazano na rysunku, obciążają poprzecznicę każda po 3400 kg.

Żeby obliczyć poprzecznicę, musimy wybrać kombinację obciążeń najniedogodniejszą, czyli porównać, który z największych momentów zginających będzie większy, czy działania armaty, czy działania tłumu, bo ciężar mostu i ciężar własny poprzecznicy zawsze działa i przy jednem i przy drugiem obciążeniu. Obliczamy największy moment wskutek działania tłumu.



Rys. 65.

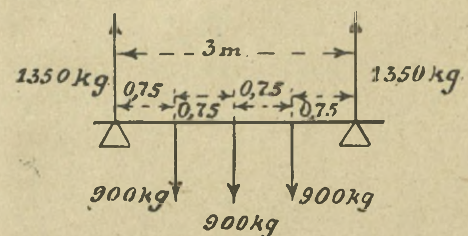
Szemat obciążeń będzie taki, jak w skazano na rysunku. Największy moment zginający będzie pośrodku. Reakcja podpór wynosić będzie każda 1350 kg.

Wobec tego moment zginający dla środka belki równać się

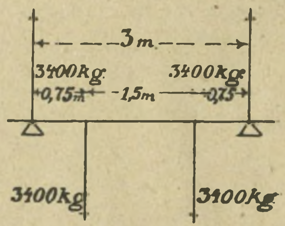
$$M = 1350 \,.\, 1 - 900 \,.\, 0{,}75 = 700 \text{ kg/m.}$$

lub

$$M = 70000 \text{ kg/cm.}$$



Rys. 66.



Rys. 67.

W wypadku obciążeń przez koła (szemat podany). Reakcja podpór — 3400 kg. a największy moment zginający równa się

$$M = 3400 \,.\, 0{,}75 = 2550 \text{ kg/m.}$$

lub

$$M = 255000 \text{ kg/cm.}$$

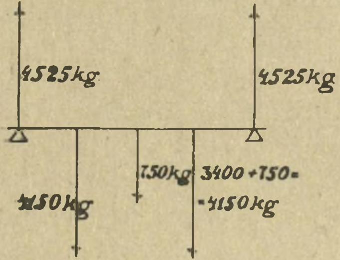
Widzimy, że obciążenie skupione wywołuje największy moment zginający niż obciążenie tłumu, czyli, że obliczenie poprzecznicy prowadzimy, mając na względzie działanie armaty, ciężaru własnego mostu i ciężaru własnego poprzecznicy.

(Szemat obciążeń wskazany jest na rys. 68).

Największy moment zginający tych obciążeń będzie pośrodku belki i równać się będzie:

$$M = 4525 \times 1{,}50 - 4150 \times 0{,}750 = 6787{,}5 - 3112{,}5 = 3675 \text{ kg/mtr.}$$

$$M = 367500 \text{ kg/cm.}$$



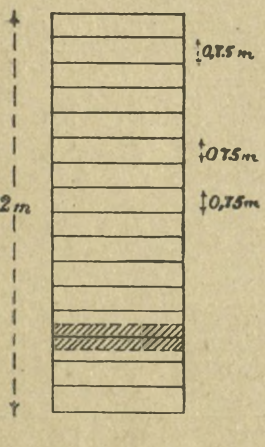
Rys. 68.

Obliczenie prowadzimy według wzoru $M + \frac{ql^2}{8} \leqq \tau W$, gdzie q — ciężar 1 cm. bieżącego belki, przyjmujemy $q = 1$ kg. na cm. b.

$$367500 + \frac{1 \,.\, 300^2}{8} \leqq 100\ W$$

$$367500 + 11250 \leqq 100\ W$$

$$3787{,}5 \leqq W$$



Rys. 69.

Przyjmując, że poprzecznice będą okrągłe, będziemy mieli dla średnicy d równanie:

$$\frac{d^3}{10} = 3787{,}5$$

$$d^3 = 37875$$

$$d \neq 33{,}5 \text{ cm.}$$

Przyjmiemy $d = 34$ cm.

Wobec niewielkiej różnicy między otrzymanemi wymiarami (słupki otrzymaliśmy grubości 14 cm., zastrzały 19 cm., beleczka 15 cm.). Wszystkie te części konstrukcji zrobimy z 19 cm-owych brusów o kwadratowym przekroju, ścięgna będą miały 27 cm. przy kwadratowym przekroju, belki główne będą 33 cm-owe przy przekroju okrągłym, poprzecznice, na których będą leżeć belki główne mają wymiar 34 cm.

Jeżelibyśmy chcieli taki sam most zaprojektować nie na podłużnych belkach, leżących na 2 poprzecznicach i na przyczółkach, lecz na poprzecznych belkach leżących prostopadle do osi ścięgna i wspartych na ścięgnie, mielibyśmy inne wymiary przekroju.

Zrobimy obliczenie tego samego mostu, ale w tem drugiem przypuszczeniu.

Rozstaw belek poprzecznych, wobec tego, że jest uzależniony od dyliny, byłby taki sam jak i belek, t. j. podłużny. W pierwszym przypadku odstęp osi od osi wyniesie e 75 cm., a zatem na cały pomost wypadnie ich $\frac{1200}{75} + 1 = 17$.

Przekrój potrzebny takiej belki łatwo otrzymamy ze wzoru: $M \leqq \tau \, . \, W$, gdzie M oznacza największy moment zginający.

Obliczymy, jakiemu obciążeniu będzie podlegała ta belka.

Pole płaszczyzny mostu, leżącej na każdej poprzecznej belce wyniesie (część zakreskowana na rys. 69) $3 \times 0{,}75 = 2{,}25$ m. kw.

Ciężar tej płaszczyzny, leżącej na belce (do niego zaliczony także ciężar samej belki) wyniesie $2{,}25 \times 200$ kg.*) $= 450$ kg.

Ciężar tłumu, znajdującego się na moście $2{,}25 \times 300 = 675$ kg., razem 1012,5 kg., czyli że na 1 m. b. wypadnie: $\frac{1012{,}5}{3} = 337{,}5$ kg., a na 1 cm. b. 3,37 kg., skąd największy moment zginający tego obciążenia wyniesie

$$\frac{ql^2}{8} = \frac{3 \, . \, 37 \, . \, 300^2}{8} = 3 \, . \, 37 \, . \, 11250 = 37912{,}5 \text{ kg/cm.}$$

Moment obciążenia skupionego będzie największy wtedy, kiedy koła staną nad samą belką. Największy moment zginający równa się, jak już widzieliśmy:

$$M = \frac{P(2l-a)^2}{8l} = \frac{3400\,(600-1{,}50)^2}{2400} = \frac{3400 \, . \, 450^2}{2400} = 286450$$

Wobec tego, że ten moment jest większy od poprzedniego, obliczenie przekroju belki prowadzimy według wzoru:

$$M + \frac{ql^2}{8} = \leqq \tau W,$$

gdzie q — obciążenie równomiernie rozłożone ciężaru samego mostu; jak widzieliśmy ciśnienie na całą belkę wynosi 450 kg., zatem na 1 cm. wynosi $\frac{450}{300}$ skąd mamy

$$286450 + \frac{1{,}5 \, . \, 300^2}{8} \leqq \tau W,$$

$$286450 + 16875 \leqq 100\, W$$

$$303325 \leqq 100\, W$$

$$3033{,}25 \leqq W$$

$$\frac{d^3}{10} \geqq 3033{,}25$$

skąd $d^3 = 30332{,}5$ $d \neq 31{,}5$ cm.

*) Ciężar 1 metra kw. mostu przyjęliśmy równy 200 kg.

Jak już widzieliśmy, wymiary przekrojów zastrzałów beleczki słupków będą te same (chociaż jest to tylko o tyle słuszne, o ile na węzły działają jedne i te same obciążenia, co mniejwięcej ma miejsce i w rzeczywistości, gdyż ciężar belek głównych, ułożonych wzdłuż będzie się równać mniej więcej ciężarowi belek głównych ułożonych wpoprzek, co zaraz zobaczymy, obliczywszy ciężar belek poprzecznych).

Ogólna długość poprzecznych belek wyniesie: przypuśćmy, że długość każdej belki poprzecznej równa się 3,25 m., otrzymamy, że ogólna długość wyniesie $3{,}25 \times 17 = 55{,}25$ m.

Ciężar 1 m. bieżącego belki 32 cm. wyniesie

$$G = \frac{\pi \cdot 32^2}{4} \cdot 100 \times 0{,}8 = 804 \cdot 80 = 64320 \text{ gr.}$$

$$G = 64{,}320 \text{ kg.}$$

Przyjmując ciężar gatunkowy drzewa równy 0,8.

Ciężar zaś całej konstrukcji belkowej wyniesie

$$Q = 64{,}32 \cdot 55{,}25 = 3553{,}7 \text{ kg.}$$

Widzimy, że ciężar belek w tym przypadku będzie mniejszy, niż ciężar belek w pierwszym przypadku, który wynosił 4458 kg. Przy obliczeniu sił zginających ścięgna weźmiemy powyższą wielkość $Q = 3553{,}7$ kg., reszty części konstrukcji wieszaru obliczać nie będziemy, gdyż wobec tego, że obciążenia węzłów będą w tym wypadku miały miejsce mniejsze, przyjęte rozmiary przekrojów aż nadto starczą. Obliczymy tylko ścięgno. Ciężar konstrukcji belkowej wynosi 3553,7 kg., ciężar dyliny ten sam, co i w pierwszym przypadku 4320 kg., czyli razem 7873 kg. Dla uproszczenia rachunków przyjmiemy ciężar pomostu = 8000 kg. czyli 8 tonn, na każdy z wieszarów wypadnie po 4000 kg., obciążenie to jest równomiernie rozłożone, czyli na 1 m. b. wyniesie $\frac{4000}{12} = 333{,}3$ kg., zaś na 1 cm. bieżący 3,3 kg.

Obciążenie równomiernie rozłożone samej belki przyjmiemy równem 1 kg. na cm. b., czyli obciążenie równomiernie rozłożone na belkę wynosi 4,3 kg. na cm. b. Teraz rozważymy obciążenie skupione; będzie niem armata stojąca pośrodku.

Ciśnienie osi wynosi 6,8 tonny, = 6800 kg., czyli że na każdy ze ścięgien wypadnie 3,4 tonny = 3400 kg.

Mamy, że belka o długości 4 m. ma równomiernie rozłożone obciążenie 4,3 kg. na cm. bieżący + obciążenie skupione 3400 kg.

Musimy zobaczyć, jakie będzie obciążenie równomiernie rozłożone w wypadku, gdy działa ciężar tłumu, znajdującego się na moście. Cała powierzchnia przypadająca na części ścięgna wyniesie $4 \times 1{,}5 = 6$ m.², czyli obciążenie wyniesie $6 \times 300 = 1800$ kg., skąd na 1 cm. wypadnie: $\frac{1800}{400} = 2{,}5$ kg.

Obliczymy największe momenta zginające w wypadku równomiernie rozłożonego obciążenia przez tłum

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{2{,}5 \cdot 400^2}{8} = 2{,}5 \cdot 20000 - 50000 \text{ kg/cm.}$$

w wypadku skupionego —

$$M = \frac{Pl}{4} = \frac{3400 \cdot 400}{4} = 340000 \text{ kg/cm.}$$

Widzimy, że moment zginający skupionego obciążenie jest większy, przeto obliczenie prowadzimy według wzoru

$$M + \frac{ql^2}{8} \leqq \tau\, W, \quad \text{gdzie } M = 340000 \text{ kg/cm.},$$

q oznacza obciążenie równomiernie rozłożone ciężaru własnego mostu i równa się 4,3 kg.

$$340000 \times \frac{4{,}3 \cdot 400^2}{8} \leqq 100\, W; \qquad 340000 + 86000 \leqq 100\, W$$

$$W \geqq 4260$$

Przyjmując, że belki są okrągłe, mamy, że

$$\frac{d^3}{10} = 4260$$

$$d^3 = 42600; \quad d \neq 35 \text{ cm.}$$

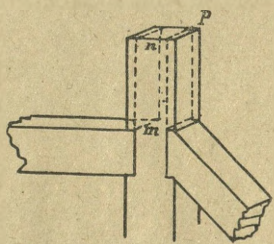
Wobec tego, że belka będzie podlegała także rozciąganiu siły 6600 kg., potrzebna na to płaszczyzna przekroju wyniesie

$$\frac{6600}{100} = 66 \text{ cm.}^2$$

Jeżeli belka nasza jest okrągłą, to cały przekrój potrzebny będzie równy

$$\frac{\pi \cdot 35^3}{4} + 66 = 962 + 66 = 1028 \text{ cm.}^3$$

skąd ze wzoru $\frac{\pi d^2}{4} = 1028$ znajdujemy $d = 36{,}25$ cm.



Rys. 70.

Jak już mówiliśmy wyżej, przekroje innych części zostaną takie same.

Chodzi tylko o sprawdzenie jeszcze niektórych wrębów. Rysunek 70 wskazuje jedno z połączeń słupka beleczki zastrzału. Siła wyciągająca słupek jak widzieliśmy równa jest 6600 kg.

Płaszczyzna ścinania równą jest z jednej strony $mn \times np$ i z drugiej strony tyleż, czyli cała płaszczyzna ścinania wynosi $2\, mn \times np$, n. p. jest nam wiadomem $i = 14$ cm. natężenie dopuszczalne na ścinanie wzdłuż włókien równa się jak wiadomo (str. 34 część I.) od 20 do 15 kg/cm.², czyli potrzebna płaszczyzna musi mieć

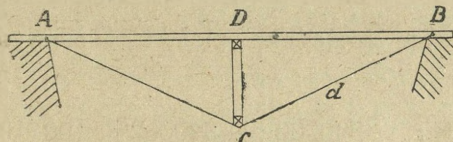
$$\frac{6600}{20} = 330 \text{ cm.}^2 \text{ t. j. } 2\,mn\,.\,14 = 330$$

$$mn = \frac{330}{28} \neq 12 \text{ cm.}^2$$

wysokość więc wynosi 12 cm.

W ten sam sposób znaleźlibyśmy lub sprawdzilibyśmy i inne wręby.

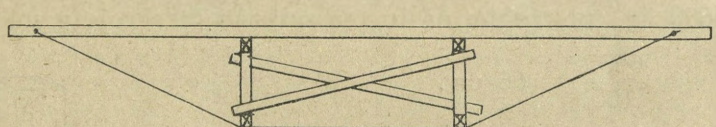
Dla wzmocnienia belki mostowej często używają konstrukcji, która swoim zewnętrznym wyglądem przypomina rozpornicę trójkątną, tylko przewróconą na wspak.



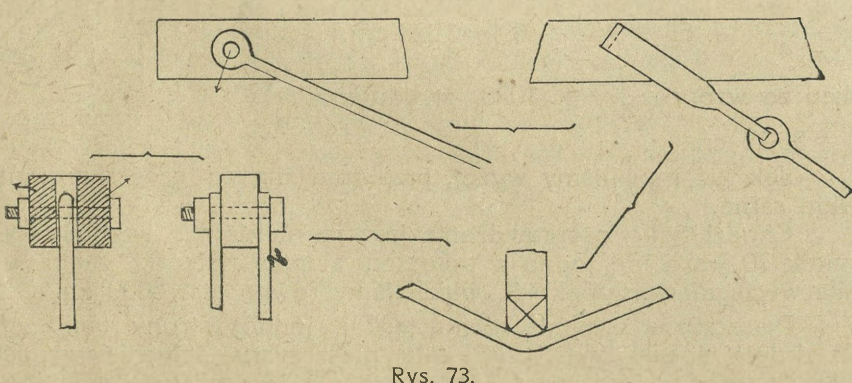
Rys. 71.

Do belki drewnianej jest przymocowana w dwóch końcach lina stalowa, w ostatecznym razie nawet zwykła, która w środku jest podparta słupkiem CD. Oczywiście, że lina ACB jest rozciągnięta, słupek DC ściśnięty. Sama belka AB jest ściśnięta i oprócz tego nachylona, jak widzimy, natężenia są w częściach wieszaru odwrotne niż w zwykłym wieszarze. W razie większej rozpiętości, zamiast słupka DC stawiają 2 słupki związane z sobą zwykłą krzyżówką, jak wskazano na rysunku 72.

W obydwóch ostatnich konstrukcjach największą uwagę należy zwrócić na przymocowanie liny stalowej do ścięgna. Szczegóły wiązania liny ze ścięgnem unaocznione są na rys. 73.



Rys. 72.

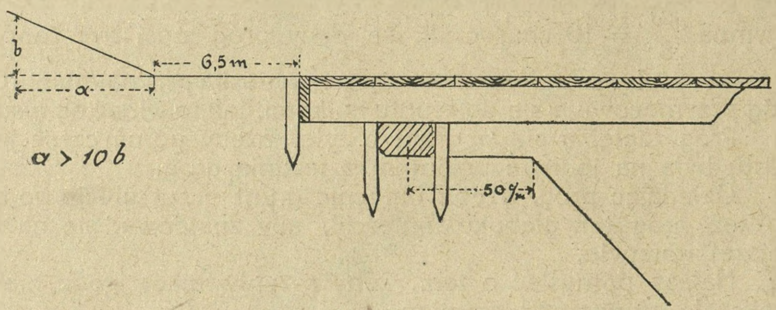


Rys. 73.

PRZYCZÓŁKI.

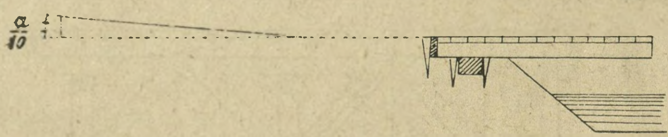
Przyczółki mostów drewnianych mogą być albo murowane, albo drewniane. Tutaj będziemy mówić tylko o tych ostatnich, ponieważ w mostach tymczasowych przyczółki murowane są bardzo rzadko używane. § 25.

Przyczółki drewniane służą do podparcia belek głównych mostu i odgraniczają ziemię nasypu znajdującą się za niemi. Przy małych mostkach nad potokami można oprzeć belki główne na progach, położonych prostopadle do osi mostu (ptr. rysunek 74).



Rys. 74.

Próg nie pozwala belkom głównym zagłębiać się w grunt, niezależnie jedna od drugiej, i jednocześnie służy do rozłożenia ciśnienia belek głównych na większą powierzchnię gruntu. W tym celu powierzchnia zetknięcia się progu z gruntem musi być tak wielką, ażeby ciśnienie mostu, wywierane przez próg, nie przewyższało wytrzymałości gruntu na ściskanie. Dla zwykłego roślinnego gruntu ciśnienie nie powinno przekraczać 0,25 kg. na cm^2,



Rys. 75.

dla gruntu piaskowo-gliniastego — 2 kg. na cm^2, dla twardego gliniastego — 3,5 kg. na cm^2, w warunkach, gdzie grunt jest zabezpieczony przed rozmywaniem go wodą. Tak np., jeżeli ciśnienie mostu na brzeg równa się 8 tonnom, czyli 8000 kg., to przy piaskowo-gliniastym gruncie powierzchnia styku progu z gruntem musi być nie mniejszą od $\frac{8000}{2} = 4000$ cm^2.

Jeżeli długość progu przyjmiemy = 4 m., czyli 400 cm., to szerokość progu musi wynosić $\frac{4000}{400} = 10$ cm.

Próg robi się z desek, brusów lub bierwion. Bierwiona są lepsze, gdyż nie tak prędko zaczynają gnić. Użyte w tym celu bierwiono bywa z dołu sciosane o tyle, ażeby utworzyła się potrzebna powierzchnia styku. Z góry próg ten sciosywa się o tyle, ażeby ciśnienie belek głównych na próg nie wywoływało zgniecenia górnej warstwy bierwiona.

Wytrzymałość drzewa na zgniecenie, czyli na ściskanie wpoprzek włókien, przyjmiemy równo 25 kg. na cm^2.

Tak np., jeżeli belki główne są grubości 26 cm., szerokość sciosanego spodu wynosi 8 cm., a ciśnienie końca belki na próg— 2000 kg., to powierzchnia styku musi być nie mniejsza od $\frac{2000}{25} = 80$ cm^2; ponieważ szerokość sciosanego spodu wynosić powinna $\frac{80}{8} = 10$ cm., czyli, że dany próg musi być zgóry tak sciosany, ażeby szerokość płaszczyzny wynosiła przynajmniej 10 cm. Próg przymocowuje się do gruntu kołkami, jak to widać na rysunku.

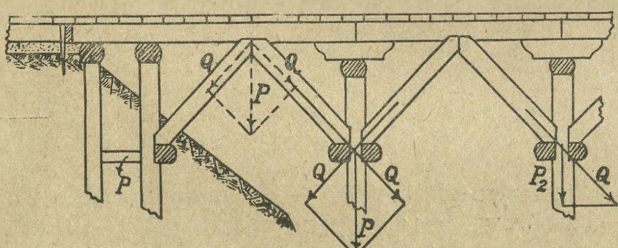
Próg zagłębia się w grunt o tyle, ażeby górna część jezdni mostu była na jednym poziomie z jezdnią drogi.

Układając próg, trzeba umocnić grunt przez ubicie go babą, lub też próg tak głęboko umieścić, aby znajdował się na mocniejszej warstwie.

Należy pomyśleć o tem, żeby przypływająca woda nie rozmiękczała gruntu pod progiem.

Do tego służą ścieki dla wody, lub dreny z kamienia albo chróstu, założone z obydwóch stron progu z pochyłością możliwego spadu wody.

Przy gruntach słabych, dla oddania ciśnienia na jaknajwiększą powierzchnię gruntu, używa się podwójnych progów lub pod próg układa się podkładki; można też ustawić próg na palach wbitych lub wkopanych. W tym ostatnim wypadku wyznaczenie rozmiarów progu odbywa się tak samo, jak wyznaczenie rozmiarów oczepu.

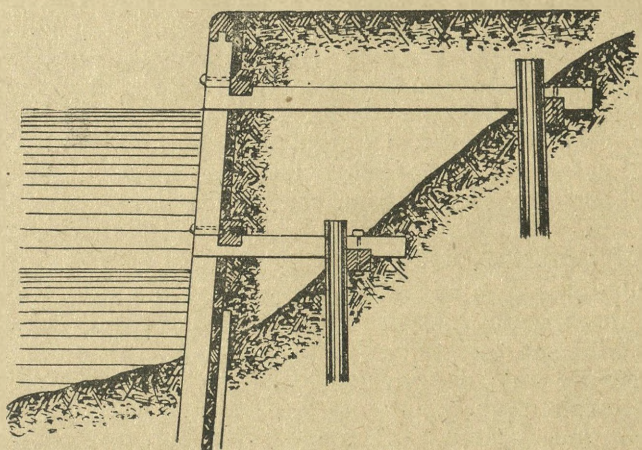


Rys. 76.

Końce belek głównych wystają za oczep na 30—40 cm., i opierają się o deskę, postawioną kantem i umocowaną kołkami. Dobrze jest belki główne przymocować do progu klamrami.

Belki główne można opierać na jarzmach, wbitych blisko brzegu potoku, przyczem belki sięgają poza jarzmo aż do brzegu. Podobnie możemy postąpić przy mostach w nasypie, mianowicie skrajne jarzmo pojedyńcze zanurzamy całkowicie w nasypie; wskutek tego pale są zupełnie otoczone ziemią, i parcie ziemi nie działa prawie wcale na jarzmo. Ponieważ jednak jarzmo, znajdujące się całe w ziemi, szybko gnije, więc należy się z tem liczyć i zrobić je silniejszem, niż zwykle, oraz jaknajmniej je obciążać.

W tym celu przesuwamy przedostatnie jarzmo jaknajbliżej do ostatniego, wstawiamy więc je także w nasyp, aby oczepy znajdowały się ponad stokiem. Dla nieco wyższych przyczółków, od 3 do 4 metrów począwszy, parcie ziemi na przyczółek staje



Rys. 77.

się tak wielkie, że zachodzi potrzeba zakotwienia go. W tym celu wbijamy w odstępie około 2 m. poza palami przyczółka krótkie pale i łączymy drugi rząd pali z pierwszym zapomocą kleszczy.

Bliższe szczegóły urządzania bulwarów należą do budownictwa wodnego, dokąd interesujących się tą sprawą czytelników odsyłamy. Należy zauważyć, że budowa, a zwłaszcza utrzymanie wysokich przyczółków drewnianych jest rzeczą trudną z powodu wielkiego parcia ziemi i łatwego gnicia tych części przyczółka, które tkwią w ziemi.

Dlatego też przy mostach stałych budujemy prawie zawsze przyczółki murowane.

FILARY.

§ 26. Filar drewniany najprostszego kształtu — t. j. szereg pali, połączonych oczepem, na których leżą belki — nazywamy jarzmem.

Przy niskich jarzmach wszystkie pale wbite są w ziemię; dlatego nazywamy takie jarzma wbitemi. Jarzma przez nas opisywane, będą się składały najczęściej z jednego szeregu pali; takie jarzma nazywają się pojedyńczemi.

Mosty na palach są najczęściej używanym typem mostów tymczasowych, są najpewniejsze, ale wymagają stosunkowo znacznego okresu czasu do zbudowania ich. Najwięcej czasu pochłania wbijanie pali. Wskutek tego, projektując most tymczasowy na palach, należy ilość pali ograniczyć do minimum. Ilość pali w jarzmie zależy: 1) od wielkości ciśnienia, przypadającego na jarzmo, t. j. od długości przęsła, szerokości jego obciążeń ruchomych, 2) od właściwości gruntu, 3) od średnicy pala, 4) od budulcu, użytego na pale.

Jeżeli dolny koniec opiera się na gruncie, który nie podlega ściskaniu, to pal może wytrzymywać obciążenie, równe wytrzymałości drzewa na ściskanie.

Obliczenie pala dokonywa się jak to już było wskazane na str. 12, rozdziału. I-go.

Jeżeli pale opierają się nie na twardym gruncie, lecz trzymają się tylko dzięki tarciu o boczną powierzchnię ziemi przylegającej do pala, to dopuszczalne obciążenie pala będzie znacznie mniejszem niż w wypadku poprzednim i dla każdego poszczególnego wypadku to dopuszczalne obciążenie otrzymujemy na zasadzie danych próbnego zabijania pala, według jednego z następujących wzorów:

$$G = C \frac{PH}{K} \tag{38}$$

$$G = d \frac{p^2 H}{(P + p) K} + (P + p) \tag{39}$$

gdzie G jest to dopuszczalne obciążenie, o którem mówiliśmy lub inaczej opór pala przy wgłębianiu się w grunt, t. j. ciężar jaki pal może bezpiecznie wytrzymać. W każdym razie G nie może przewyższać wyżej wspomnianych norm obciążenia pali.

P — jest to waga baby, p — waga pala, H — wysokość spadania baby, K — pogłębienie się pala od ostatniego uderzenia; żeby nie mieć do czynienia z pomiarami K od ostatniego uderzenia, które zazwyczaj jest bardzo małe, mierzą pogłębienie się pala od grupy uderzeń, 20 lub 30 razy i dzieląc to pogłębienie przez ilość uderzeń, otrzymują wielkość K.

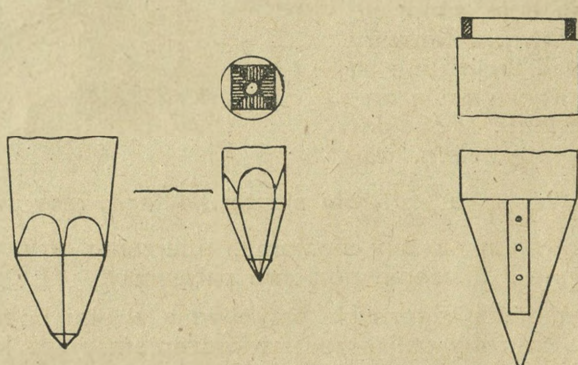
C — współczynnik, który zależy od stosunku ciężaru baby do ciężaru pala, i od wysokości spadu baby. Przy lekkich babach i małym spadzie $C = \frac{1}{100}$ (od 100 — 150 kg. baba, i spad koło 50 cm.).

Dla ciężkich bab (od 600 do 800 kg.) i większym spadzie H (od 2—4 metr.), C waha się pomiędzy $\frac{1}{25}$ a $\frac{1}{15}$ d równa się $\frac{1}{6}$.

Wzór daje rezultaty tem bliższe rzeczywistości im większe jest P i H, i im mniejszą jest siła spójności między cząstkami gruntu i jego sprężystością.

Dla ściślejszego wyznaczenia wielkości ciśnienia, jakie może wytrzymać pal, należy wziąć pod uwagę, że pal może wytrzymać 25 tonn, jeżeli przy uderzaniu w niego babą wagi 700 kg. padającej z wysokości 1 metra, po 30 uderzeniach zagłębia się nie więcej jak na 1 cm., i że dla mniejszych ciężarów (przy tych samych wymiarach pali), wielkość zagłębiania się jest w stosunku odwrotnym do obciążeń — tak, że dla obciążeń 12,5 tonny od 30 uderzeń 700 kg.-owej baby pal może pogłębić się na 2 cm. i t. d.

Zapomocą tych wzorów można rozwiązywać następujące główne zadania, jeżeli długość pala jest nieograniczona. Ze wzoru 1-go, mając $P H$ i ciśnienie G na pal, można określić K. Wbijając zatem próbny pal do takiego wgłębienia, jakie odpowiada wielkości K, oznaczymy długość pala. Jeżeli pale są dane, to mając P, p i H, i wbijając próbny pal na największą głębokość, na jaką pozwala długość pala, otrzymamy odpowiednie K. Mając P, p H i K podstawiamy je we wzorze (2), skąd otrzymamy wielkość dopuszczalną obciążenia G.



Rys. 78.

Mając pełne ciśnienie na jarzmo, które oznaczymy przez Q i znając dopuszczalne obciążenie pala G, otrzymamy ilość pali w jarzmie $n = \frac{Q}{G}$.

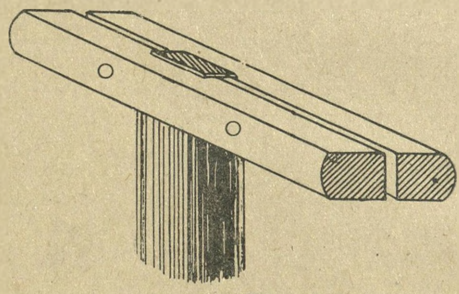
Drewniane pale robi się z sosny, dębu i buku i innych twardych gatunków drzewa. Bierwiona przeznaczone na pale oczyszcza się z kory i zaostrza się z cienkiego końca. Należy uważać, żeby wierzchołek ostrza wypadł na osi pala, a boki były zaostrzone symetrycznie do tej osi. Zaostrzenie robi się w kształcie ostrosłupa 4-kątnego. Nie należy zaostrzać pali stożkiem *qd*. Na gruntach kamienistych wskazanem jest nakładać na koniec pala żelazne trzewiki. Kąt, który tworzą dwa przeciwległe boki ostrosłupa, waha się między 30^0 i 60^0, zależnie od twardości gruntu.

Im grunt jest twardszy, tem ostrzejszy robi się koniec pala. Żeby górny koniec pala nie psuł się przy zabijaniu, nakładają nań zgóry pierścień. Pierścień nakłada się na gorąco. Pale wbija się ręczną babą, ręcznym kafarem, lub maszynowym.

Ciężar ręcznej baby waha się między 30 i 80 kg. Ręczną babę robi się zwykle z komla drzew ciężkich gatunków. Oprócz tego okuwa się ją obręczami. Czasami w babie robi się otwór wzdłuż osi baby, a w wierzchołek pala wbija się też wzdłuż osi żelazny pręt odpowiedniej do otworu grubości.

Baba w swych ruchach wgórę i wdół chodzi wzdłuż tego prętu. Zapomocą tego urządzenia otrzymujemy bardziej skoncentrowane uderzenie baby.

Pale muszą być tak silnie wbite w ziemię, żeby nie ruszały się i nie zapadały pod ciężarem. Zagłębienie pala w ziemię zależy od jakości gruntu, ale przy projektowaniu możemy przyjąć, że długość pala tkwiąca w ziemi waha się od $^1/_2$ do $^1/_3$ całej długości pala. Pale wbija się zwykle pionowo. Pierwszy i ostatni z pali w jarzmie są pochyłe i nazywają się one palami ukośnemi. Pochylenie, jakie dajemy palom, waha się między $\frac{1}{10}$ a $\frac{1}{20}$; robi się to dla tego, żeby uczynić jarzmo wytrzymalszem na siły poziome, uderzenia kry, płynących przedmiotów, wstrząśnienia poziome parowców.



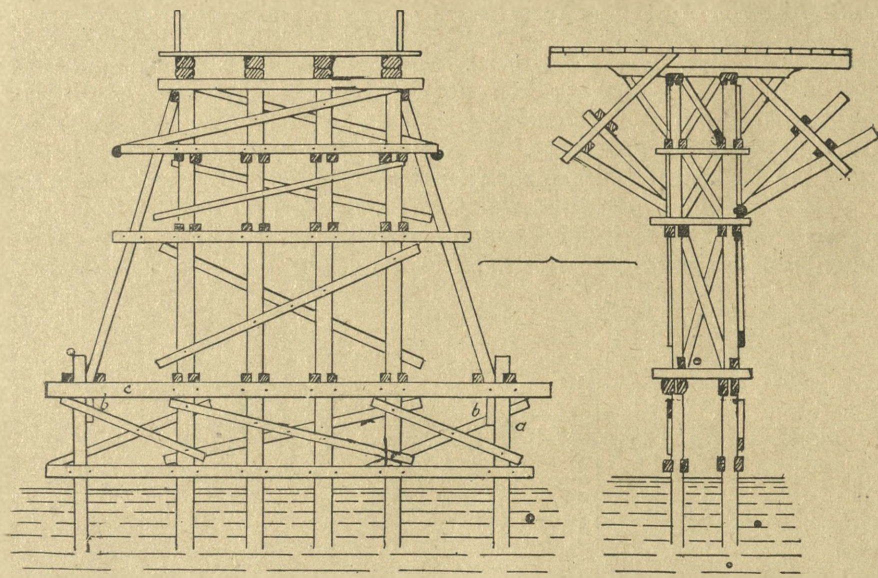
Rys. 79.

Przy jarzmach rzecznych przybijamy z obu boków jarzma dyle, w celu ochrony pali przed uszkodzeniem przez krę i przedmioty płynące, nazywa się to opierzeniem jarzma. Opierzenie sięga od najniższego do najwyższego poziomu wody.

Przy opierzeniu między dylami zostawiamy odstępy najmniej 3 cm.-owe, aby ułatwić wyschnięcie.

Jeżeli rzeka niesie większą krę, to gdy niema osobnych izbic, dobrze jest na pierwszym palu ukośnym utwierdzić jeszcze osobny pal przedni, który wrazie uszkodzenia da się łatwo wymienić. Pal taki nosi miano stróża. Często jeszcze uzbraja się stróża blachą lub też kształtówką.

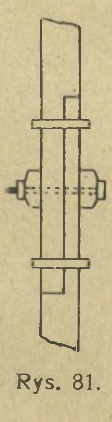
Gdy na rzece są fale, to można je zużytkować do wyciągania pali. Mianowicie do pala umocowuje się płyt, który podrzucany falami do góry stponiowo wyciąga pal.



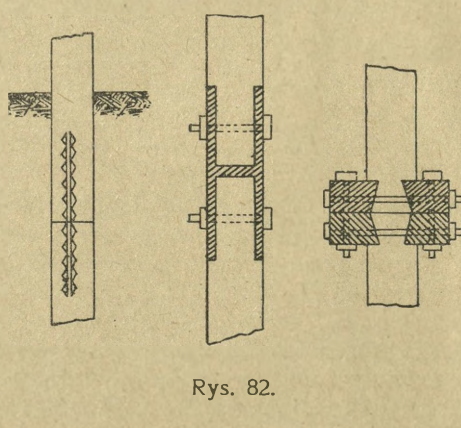
Rys. 80.

W gruncie piaskowym i mulistym, pale zagłębiają się b. wolno. Dla przyśpieszenia wbijania stosuje się następujący sposób: do pala przytwierdza się dwie rurki metalowe, skierowane ku ostremu końcowi pala. Z góry rurki są połączone gutaperkowemi rurami z pompą, nagniatającą wodę, woda wychodząc ze znacznem ciśnieniem z otworu rozrnywa grunt koło ostrza i przez to ułatwia wbijanie pala.

Podłużanie pali odbywa się w ten sposób, że pal łączy się z drugim palem wrębem, jak to wskazano na rys. 81, 82 i 83.



Rys. 81.



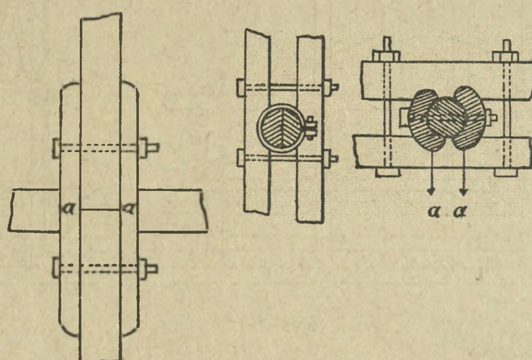
Rys. 82.

Długość wrębu waha się między 1 m. — 1,5 metra, i ściąga się dwoma lub trzema żelaznemi chomontami. Oprócz tego dobrze jeszcze wziąć w tych miejscach pal na śruby tak, jak pokazano na rys. 83.

Drugi sposób przedłużenia polega na tem, że kawałek przedłużający pal stawia się wprost na pal i łączy się z nim zapomocą dwóch kawałków drzewa wziętych na śruby. Na wysokości styku układa się oprócz tego poziome pochwyty, jak to widać z planu tego połączenia.

Na rysunku wskazane są inne typy połączeń.

Przy równomiernie rozłożonem obciążeniu mostu i przy jednakowym odstępie między palami, ciśnienie na każdy ze środkowych pali wypadnie równe całemu ciśnieniu na oczep, podzielo-



Rys. 83.

nemu przez ilość pali mniej jedność (n — 1). Ciśnienie na skrajne pale równa się połowie ciśnienia na środkowe. Przy skupionych obciążeniach ciśnienie na każdy musi być obliczone osobno.

Dla ułożenia pomostu na pale, ścina się wszystkie pale pod jeden poziom. Wycina się czop i następnie na pal nakłada się oczep.

W wypadkach wielkego ciśnienia na oczep robi się oczep podwójnej szerokości; wtedy łączenie oczepu z palami wykonywa się tak, jak pokazano na rysunku 79.

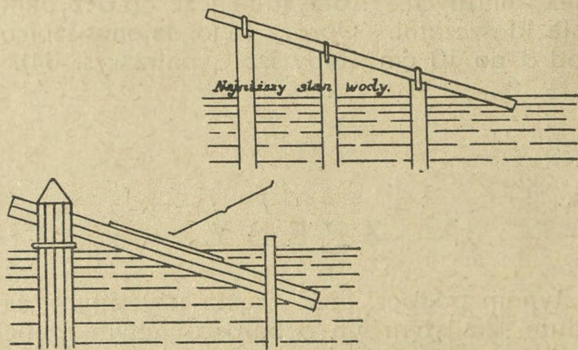
KLESZCZE I ZASTRZAŁY.

§ 27. Dla nadania jarzmom większej sztywności i niezmiennej formy, nakłada się na jarzma k l e s z c z e. Są to belki poziome, służące do połączenia pali i przytwierdzone do nich zapomocą śrub (ptr. rys. 85).

Z a s t r z a ł y, są to ukośnie ułożone dyle lub belki służące do stężenia jarzma. Zastrzały te w miejscach styków z palami w kierunku ich długości mają niewielkie wręby dla lepszego wiązania z palami. Wiązanie to robi się zapomocą śrub.

Kleszcze ustawia się na wysokości niskiego poziomu wody, o ile zaś jarzma są wyższe od 5 m., to ustawia się je na wysokości niskiego i wysokiego poziomu wody.

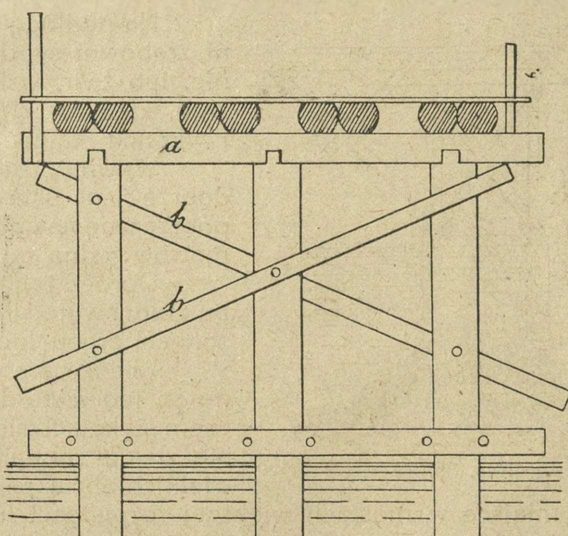
Siodełka podkładane pod belki główne, mają w miejscach styków z oczepem wrąbki dla uniemożliwienia im ruchu wzdłuż osi belki głównej.



Rys. 84.

Jeżeli jarzma są wysokie, to dla dodania im większej sztywności, skrajne pale podpiera się osobnemi zastrzałami opartemi o osobno w tym celu zabite pale. Zastrzały te pochylone są do poziomu pod kątem 60^0 (ptr. rys.).

Dla ochrony jarzm na rzekach szerokości ponad 4 metry, należy dla ochrony pali od uderzeń kry ustawić izbice.



Rys. 85.

Izbica składa się z pali pionowych, bitych w odstępie od 1,2 m. do 2 m., średnio 1,5 m., jako przedłużenie jarzma. Ostatni pal znajduje się na 2 do 3 metrów przed jarzmem.

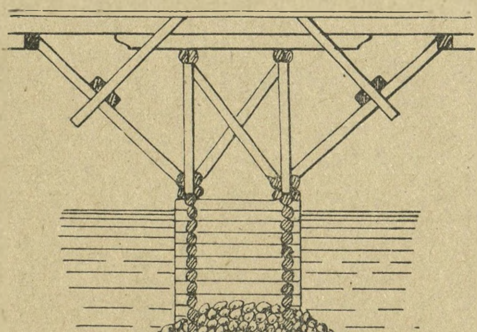
Pale te są połączone oczepem ukośnym czyli belką izbicową, który pochylony jest do poziomu wody pod kątem od 20° do 30°. Najodpowiedniejszym jest kąt 25°. Dolny koniec oczepu izbicowego powinien znajdować się niżej od najniższego stanu wody.

Belka izbicowa połączona jest z palami zapomocą czopów, śrub i opasek żelaznych. Korzystnie jest oprócz belki izbicowej połączyć pale kleszczami. Oprócz tego dajemy izbicom opierzenie z dyli od 5 do 10 cm. (typy izbic, patrz rys. 84).

ZRĘBY.

§ 28. Innym typem podpór, dość często używanym, są zręby. Na rzekach o dnie skalistym lub o bardzo słabym gruncie, na którym nie można zbudować mostu na palach, lub dla jakichkolwiek bądź przyczyn ustawić mostu pontonowego, buduje się most na zrębach.

Zręby robi się z bierwion grubości od 20 do 25 cm., z podłogą wykonaną też z bierwion wrąbanych w wieńce wrębu. Podłogę tę układa się na 3 lub 4 wieńcu zdołu wrazie, gdy grunt jest kamienisty. Wrazie gdy grunt jest miękki, robi się podłogę na takiej wysokości, na jaką przypuszczalnie pogrąży się zrąb w grunt.



Rys. 86.

Na podłogę takiej skrzyni zrębowej sypie się kamienie, lub żwir, wskutek czego zrąb zanurza się do wody i wkońcu staje na dnie.

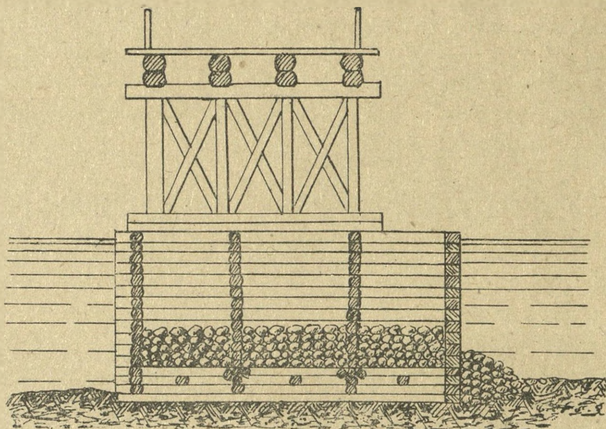
Wewnątrz takiego zrębu dobrze jest ustawiać ścianki poprzeczne na odległości 2—3 metrów jedna od drugiej.

Oprócz tego ściany zrębu zmocowuje się wzdłuż wysokości zrębu kleszczami.

Wieńce zrębów układane są jeden na drugim, przyczem stykające się powierzchnie zlekka się ociosywa. Przy wielkich obciążeniach zrębów, które mają miejsce w mostach większej rozpiętości lub mostach kolejowych, muszą być stykające się wieńce zrębów dobrze przyciosane.

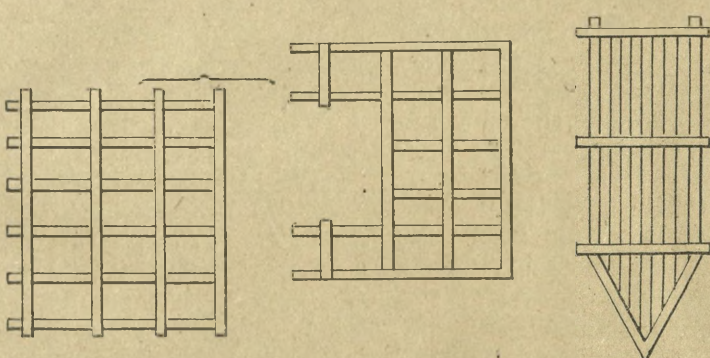
Przy określaniu powierzchni dna zrębu, czyli inaczej mówiąc, poziomego przekroju zrębu, należy pamiętać, że na kamienistym gruncie, zrąb nie będzie się opierał całym spodem na dnie rzeki.

Przy obliczeniu będziemy przyjmowali, że $^3/_4$ powierzchni podłogi zetknie się z gruntem. Opór gruntu na ściskanie dla ostrożności przyjmujemy jaknajmniejszy — 0,25 kg. na cm^2; wygląd i wymiary zrębu zależą od jego przeznaczenia. Zręby przyczółkowe mają wygląd wskazany na rysunku 88 (plan).



Rys. 87.

Szerokość zrębu zależy od jego wysokości: im zrąb jest wyższy, tem musi być szerszy. Dla zrębów stojących na samej rzece długość zrębu bywa trochę większą od szerokości. Wysokość zrębu wyznacza się tak, żeby przy najwyższym stanie wody 2 lub 3 wieńce wystawały nad wodą.



Rys. 88.

Od strony biegu rzeki koniec zrębu robi się na ostro jak pokazano na rysunku 88. Zręby składa się na brzegu, następnie spuszcza się je do wody i zapomocą statku lub promami odciąga do wytkniętego miejsca; następnie umocowuje się kotwicami i wówczas dopiero zaczyna się ładować kamień do skrzynki. Ładowanie kamieni powinno się odbywać ostrożnie i równomiernie wzdłuż podłogi, gdyż inaczej zrąb łatwo może się przewrócić.

Dla zapobieżenia rozmywaniu dna naokoło zrębu, miejsce to zasypuje się kamieniami (patrz rysunek 86). Górna część jarzma nad zrębem robi się ze stojaków umocowanych na górnym wieńcu lub na osobnych belkach położonych na ścianach (ptr. rys. 86 i 87).

Stojaki są zmocowane zastrzałami, siodełkami i oczepami.

Zręby wymagają dużo materjału, a wieńce ich na granicy zmiany poziomu wód prędko gniją.

Zręby silnie zwężają koryto rzeki i wskutek tego mało są zdatne na rzekach bystrych.

Inne podpory, jak kozły, podpory pływające są omawiane w pracach o mostach polowych i dla tego nic o nich tutaj nie mówimy.

W mostach tymczasowych używa się rzadko podpór murowanych.

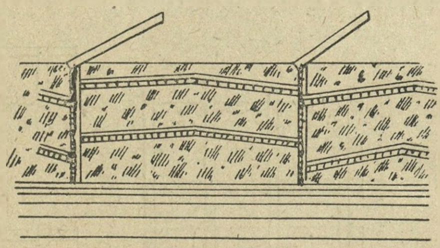
UMOCNIENIA BRZEGÓW.

§ 29. Wzmocnienie brzegu przeciwko rozmywaniu go wodą naokół przyczółka urządzamy w formie spadu.

Dla zapobieżenia niszczeniu brzegów koło przyczółków mostu przez fale, przez prąd i wskutek spełzania gruntu, należy stosować następujące środki.

Na powierzchni brzegu kopie się rowy równolegle do linji brzegu rzeki dla zatrzymania i odprowadzenia wody przypływającej do brzegu spadu.

Rowy takie muszą być głębokie i muszą mieć odpowiedni spad i ujście w najbliższych parowach lub dopływach rzeki.



Rys. 89.

Dla ujścia wody przypływającej do spadów z dolnych warstw gruntu, kopie się na spadzie rowki idące wzdłuż linji spadu, wyłożone kamieniami lub cegłą, rzadziej drzewem, a w ostateczności darniną.

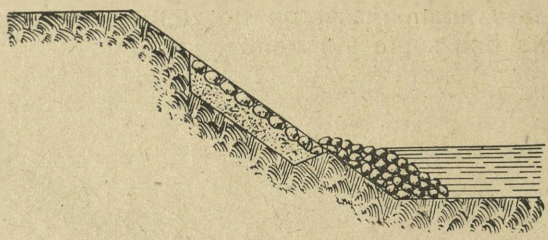
Na powierzchni spadu między rowkami robi się rowki komunikacyjne równolegle do linji brzegu spadu i z lekką pochyłością ku rowkom-spadom (patrz rys. 89).

Jeżeli na spodzie spotyka się warstwy płynnego gruntu, należy założyć dreny prostopadle do kierunku rzeki; dreny mogą być wykonane z kamieni lub chróstu.

Dreny te będą służyły w spadach za naturalny odpływ dla wody gruntowej. Na powierzchni spadu, w miejscach wyjścia drenów na zewnątrz wykonywa się rowki-spady.

Spady-rowki wyściełają się kamieniami, cegłą, rzadziej — drzewem, a w ostateczności darniną.

Kamienie wielkości brukowych układa się na warstwie piasku grubości 15—20 cm. układa się je napłask, dłuższym bokiem prostopadle do brzegu spadu rzeki.



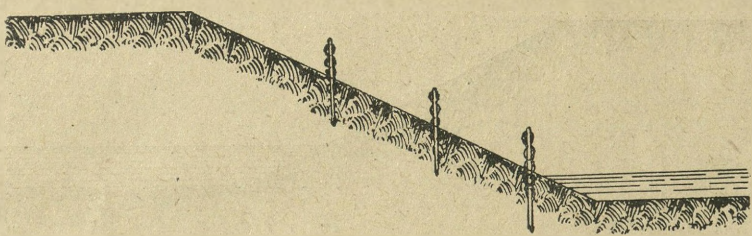
Rys. 90.

Przestrzeń między kamieniami zapełnia się kamieniem tłuczonym lub nawet mchem. Oprócz tego brzegi umocowują się:

1) Płotem zrobionym z chróstu, w kilka rzędów, stojących na spadzie równolegle do biegu rzeki.

2) Faszynami, ułożonemi wzdłuż spadu i przymocowanemi do gruntu.

3) Faszynami, ułożonemi prostopadle do kierunku spadu.



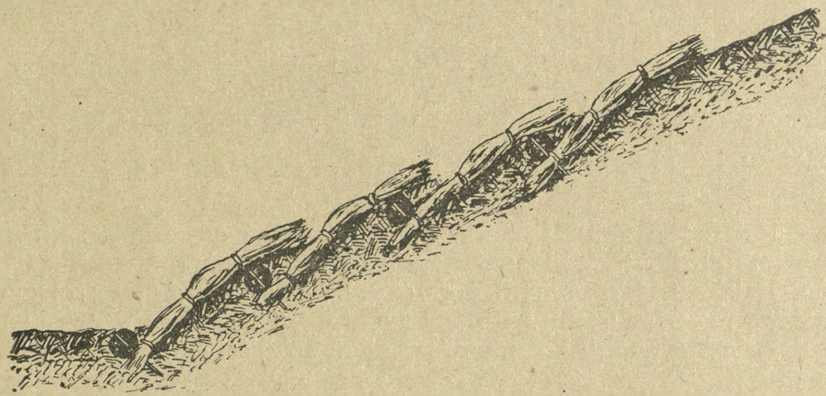
Rys. 91.

Są dwa sposoby układania faszyny prostopadle do kierunku spadu — amerykański i holenderski; sposób amerykański wskazany jest na rys. 92.

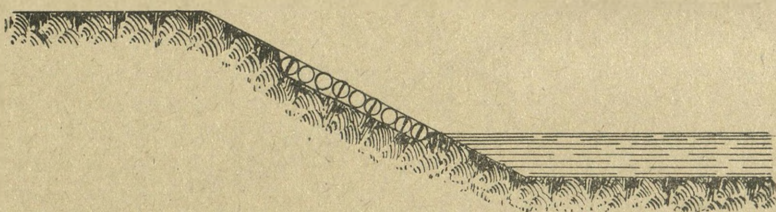
Polega on na tem, że zakładanie faszyn zaczyna się zgóry, używa się faszyn długości od 2—2,5 m. oraz 20—30 cm. grubości, w 2 lub 3 miejscach związanych.

Dla zakładania faszyn kopie się rowki o przekroju trójkątnym głębokości od 40—60 cm. i potem układa się faszyny prostopadle do brzegu rzeki wzdłuż spadu; na faszyny wzdłuż linji rowku układa się linę zrobioną z faszyny, którą przymocowuje się do ziemi kołkami 70—80 cm. długości. Następnie linę faszynową zasypuje się ziemią, potem niżej na spadzie kopie się drugi rowek, taki sam jak i poprzedni, w takiej odległości od pierwszego, żeby początki nowych faszyn zakrywały końce pierwszych, i tak samo jak i w pierwszym układa się szereg faszyn, a następnie na nich linę faszynową wzdłuż rowku i t. d. (ptr. rys. 92).

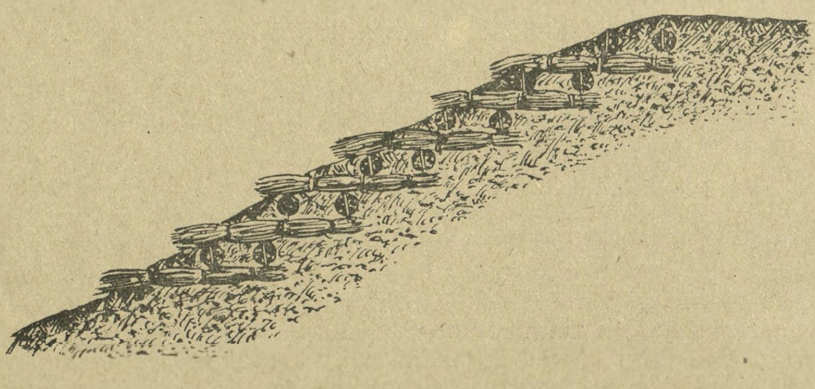
Przy holenderskim sposobie wzmocnienia brzegu robotę zaczyna się z dołu, gdzie odkopuje się poziomy placyk wzdłuż spadu i na nim układa się faszyny prostopadle do biegu rzeki; na te kładzie się dwie liny faszynowe, przymocowane do gruntu kołkami; między linami nasypuje się ziemię i mocno się ją ubija. Przed przednią liną sypie się ziemię.



Rys. 92.



Rys. 93.



Rys. 94.

Następną warstwę faszyn kładzie się na liny tak, żeby końce tego drugiego szeregu zakrywały nasypkę ziemi pierwszej warstwy i t. d. — jak wskazano na rysunku 94.

Sposób holenderski jest lepszy od amerykańskiego, ale wymaga więcej materjału.

Pochyłość takich spadów musi być nie większa niż $^1/_2$.

Na spadzie zasadza się krzaki łozy lub akacje; w tym celu na płaszczyźnie spadu wtyka się do ziemi patyki z łozy długości 25 cm. w odległości 70 cm. jeden od drugiego.

Kiedy patyki się przyjmą, podcina się je zgóry, powodując w ten sposób rozrastanie się ich wszerz.

Spad podtrzymuje się drewnianą ścianą na palach, między któremi założone są brusy. Pale związane są z drugim szeregiem pali, wbitych w odległości około 3 metrów.

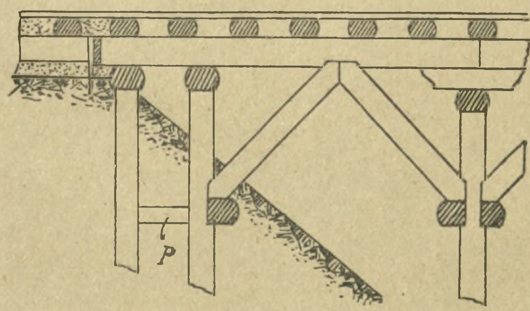
Przestrzeń między ścianą i drugim szeregiem zasypuje się ziemią (patrz rysunek 77).

Wszystkie powyższe środki mają na celu uchronienie spadu od działania spływającej wody, jak również i fal; wskutek tego urządza się je w tej części spadu, która znajduje się między najwyższym i najniższym spadem wód.

Poniżej najniższego stanu wody spad zabezpiecza się kamieniami, workami z piasku lub faszyną.

MOSTY KOLEJOWE.

Konstrukcja tymczasowych mostów kolejowych musi być zaprojektowana tak, aby przy zachowaniu dostatecznej mocy mostu, czas potrzebny na wybudowanie jego, był jaknajmniejszy, zaś potrzebne materjały znajdowały się na miejscu. § 30.



Rys. 95.

Mosty kolejowe mają te same składowe części, co i mosty zwykłe, a mianowicie:

1) pomost,
2) filary.

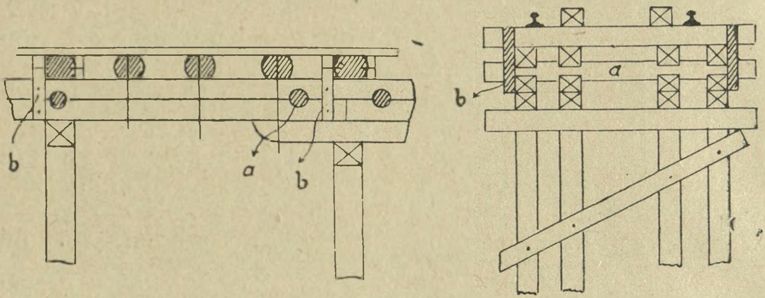
Pomost składa się z:

1) jezdni, t. j. szyn i podkładów;
2) belek mostowych podtrzymujących pomost;
3) belek głównych, przeważnie rozporowych (a dla dróg kolejowych i tramwajowych także wieszarowych, podtrzymujących belki mostowe).

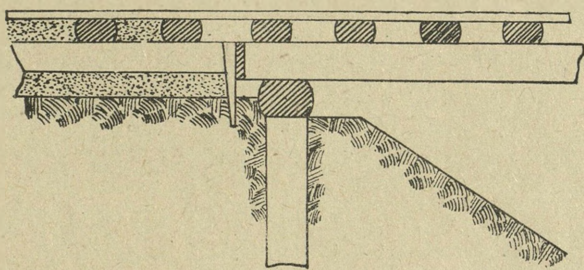
Filarami tymczasowych mostów kolejowych mogą być pale, kozły, czasami nawet zręby.

Czasami filary urządza się z podkładów, ułożonych w klatkę i przymocowanych do siebie klamrami.

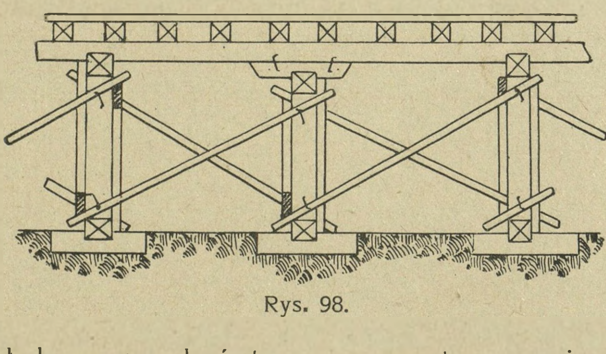
Szyny układane na mostach muszą być tego samego typu, co i na nasypie, ale pożądanem jest przymocowywać je silniej, zwiększając w tym celu liczbę gwoździ, szyniaków lub wkrętów na każdy podkład.



Rys. 96.



Rys. 97.

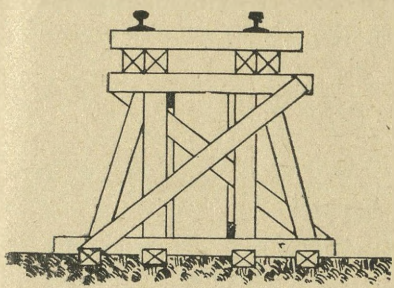


Rys. 98.

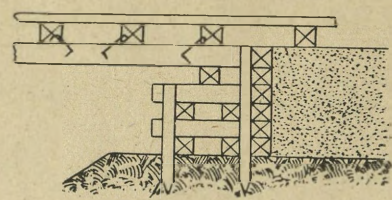
Podkłady muszą być tego samego typu, co i na nasypie, ale ponieważ wymiana ich jest trudniejszą niż podkładów na nasypie, lepiej na podkłady do mostu używać materjału mocniejszego, zarówno pod względem rozmiarów, jak i pod względem gatunku.

Odległość między podkładami musi być zmniejszona. Na mostach normalnej kolei odległość dwóch sąsiednich podkładów (od osi do osi) wynosi 50—60 cm. czasami spada do 30 cm.

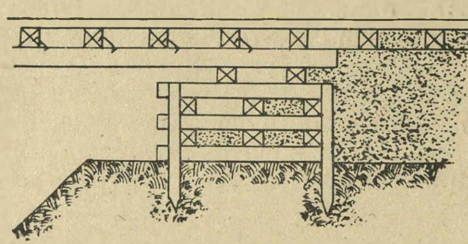
Dla dróg polowych odległość podkładu od podkładu wynosi:
dla parowych . . . od 70—80 cm.
dla konnych . . . „ 1,50 m.—2 m.
W każdym razie na mostach odległość między podkładami nie powinna przewyższać odległości między osiami taboru.



Rys. 99.



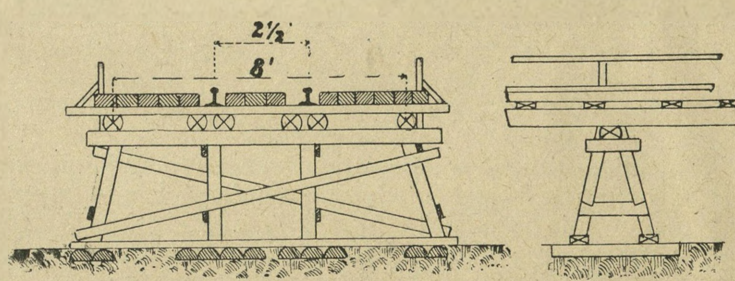
Rys. 100.



Rys. 101a.

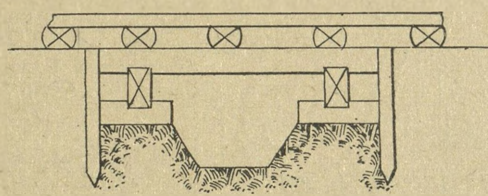
Wszystkie mosty powinny mieć brusy ochronne.

Liczba belek mostowych, podtrzymujących jezdnię, wynosi przy kolei normalnej szerokości od 2 do 4, w mostach polowych — nie więcej niż 3; każda belka może składać się z 1, 2, 3, lub nawet 4-ch brusów; taka belka złożona nosi miano d ź w i g a r a.



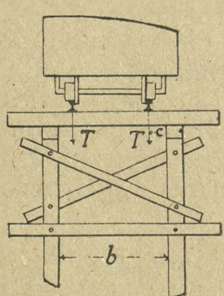
Rys. 101.

Jeżeli most przeznaczony jest również dla zwykłego ruchu, to liczba dźwigarów, względnie belek mostowych, podtrzymujących jezdnię z obu stron toru kolejowego, zależeć będzie zarówno od szerokości tej części, jak i od mocy dyliny i musi być wyznaczona na zasadzie obliczania zwykłych mostów. Belki złożone więcej, niż z 2-ch brusów, są niedogodne, bo mają niedużą ostoję i wymagają przedsięwzięcia środków ostrożności dla nadania im należnej ostojności, co wymaga znacznej ilości czasu. Dla uniknięcia możliwości ślizgania się jednej części dźwigara po drugiej, górną i dolną część dźwigara związuje się zwykle między sobą klockami, wrąbanemi w belki, jak to pokazano na rysunku 107.

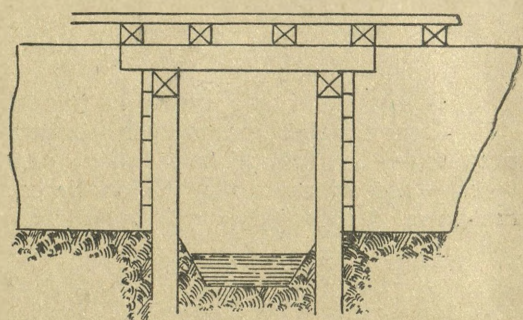


Rys. 102.

Belki, złożone więcej, niż z 2 kloców, mają jeszcze tę niedogodność, że wymagają bardzo długich śrub, o średnicy koło $^1/_{10}$ grubości brewiona, których przygotowanie może znacznie przeciągnąć budowę mostów. Samo świdrowanie otworów na śruby wymaga długich świdrów, których może okazać się brak. Wskutek wszystkich tych przyczyn dźwigary więcej, niż z 2 belek rzadko są używane w mostach kolejowych tymczasowych.



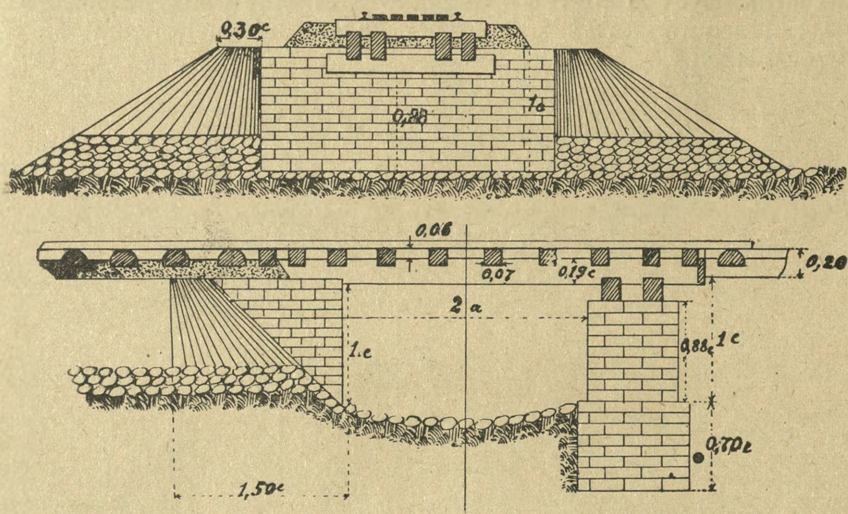
Rys. 103.



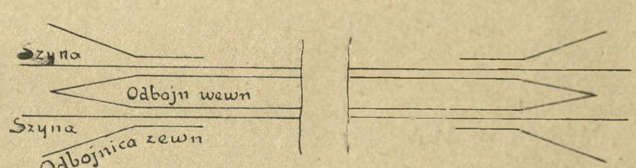
Rys. 104.

W mostach polowych, posiadających dwie belki główne, ponieważ ciśnienie osi jest nieduże i prędkość ruchu nieznaczna, dla przymocowania podkładów 2-ma belkami można użyć zwykłych klamer, a nawet drewnianych listew, jak to pokazano na rysunku. Szynę w takich wypadkach można wstawić nad belkami głównemi; w mostach o torze normalnej szerokości każdy podkład z belkami głównemi czy mostowemi łączy się zapomocą najmniej 2 śrub (mutry śrub znajdują się u góry dla ułatwienia wykręcania), wskutek czego szyn kolejowych nie można umieszczać nad belkami, lecz trzeba je nieco odsunąć od nich. Gdy są 2 belki, odległość między niemi (oś od osi) wynosi 2 metry. Gdy mamy

3 belki główne (ptr. rys. 115), średnią stawia się wzdłuż osi mostu, a skrajne rozsuwa się na $^3/_4$ szerokości toru, t. j. 150 . $^3/_4$ = 1125 m., tak, żeby ciśnienie osi na każdą z belek głównych było jednakowe (ptr. rys. 116). Gdy są 4 belki główne pod torem, układa się je parami pod każdą z szyn i w każdej parze rozsuwa się



Rys. 105.



Rys. 106.

belki o tyle, żeby nie było trudności przy wbijaniu pali na bardzo bliskiej odległości; zwykle odległość między osiami pali wynosi w takim wypadku koło 60 cm. (ptr. rys. 117). Styki belek mostowych dla dróg o normalnym torze muszą wypadać nad filarami, i należy używać w tych miejscach zawsze siodełek.

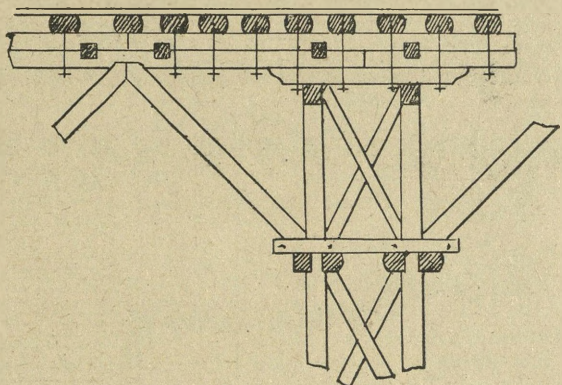
Przy dźwigarach złożonych z dwóch lub więcej brusów, górne brusy mogą się stykać i nad wierzchołkami zastrzałów.

Dla polowych dróg żelaznych wobec mniejszego ciśnienia osi dopuszczalne są styki i dolnych brusów nad wierzchołkami zastrzałów.

Jeżeli belki mostowe są podtrzymywane belkami głównemi, to przy używaniu belek głównych rozporowych (rozpornicy trójkątnej lub trapezowej) każda belka mostowa spoczywa na belce głównej (rozpornicy), przyczem zastrzały zmocowuje się jeden z drugim, jak to bywa w rozpornicy trójkątnej lub trapezowej, bez użycia poprzecznic.

Dla wiązania belek głównych między sobą używa się pochwytów wiążących początek zastrzału jednej belki zgórą zastrzału drugiej belki.

Przy używaniu wieszarów na każdy tor używa się dwóch belek wieszarowych, i jezdnia kolejowa, albo spoczywa na poprzecznicach opartych o ścięgna wieszarów, albo podkłady leżą na belkach mostowych, opierających się swemi końcami na poprzecznicach.

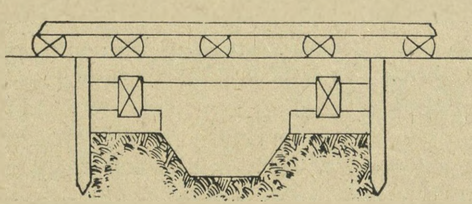


Rys. 107.

Przy filarach na palach lub na kozłach każda belka mostowa musi opierać się albo na palach albo na stojakach.

Gdy użyto filarów kozłowych, należy spód ich robić dostatecznie szerokim, by zapobiec zagłębianiu się ich w grunt.

Przy wiązaniu mostu z brzegiem, dobrze jest podłożyć belki leżajowe pod najbliższą mostu część toru jak to pokazano na rysunku 105.



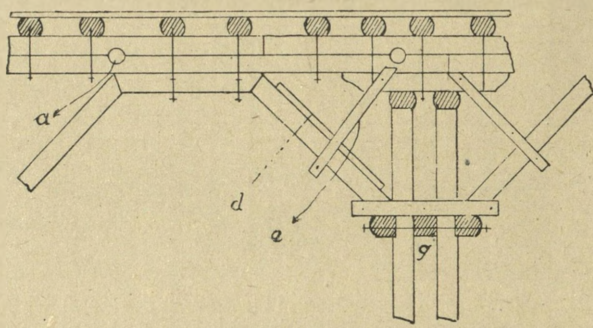
Rys. 108.

Co się tyczy wrębów i wzajemnej łączności między sobą różnych części mostów kolejowych, to należy stosować to wszystko, co powiedziano o zwykłych mostach.

Na rys. od 95 do 105 pokazane są niektóre najczęściej używane typy mostów kolejowych na palach i kozłach.

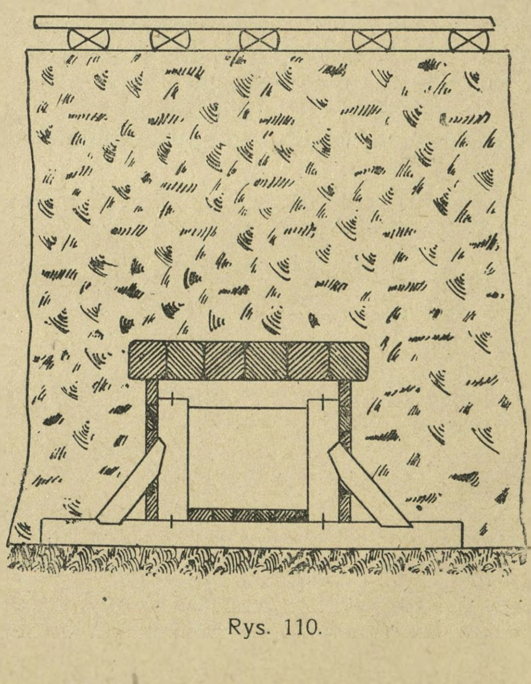
We wszystkich tych mostach liczba pali czy stojaków równa się ilości belek mostowych. Oczep w tym wypadku służy tylko do wiązania pali między sobą; te zawsze są konieczne.

Przy dźwigarach złożonych z 2 brusów pale wiąże się beleczkami *a*, *b*, a przy rozpornicach i zastrzałach dłuższych nad 2 metry dla stężenia ich używane są odwrotne zastrzały, jak pokazano na rysunku 109. Przy przęsłach u przyczółków w wypadkach rozpornic, dla przeciwdziałania rozporowi przyczółki są wzmacniane (ptr. rys. 95). Jeżeli przyczółki są na palach, to



Rys. 109.

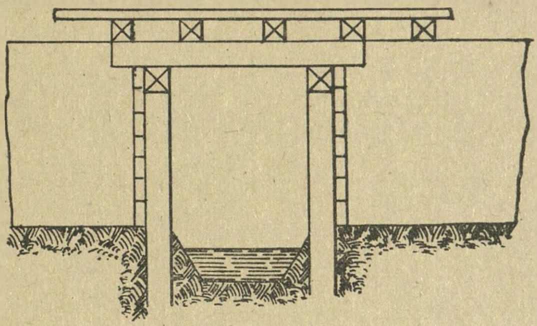
robią się z 2-uch szeregów pali złączonych ze sobą rozporkami *p* ustawionemi naprzeciw oparcia zastrzałów (rys. 95). Jeżeli filary mostowe składają się z dwóch szeregów pali, to te szeregi układa się tak blisko jeden od drugiego, żeby między niemi można było tylko założyć pochwyt poziomy *g* (str. 109) lub też szeregi pali rozsuwa się na tyle, żeby uformować szeroki filar, jak to pokazano na rysunku 107, tem samem skracając rozpiętość przęsła.



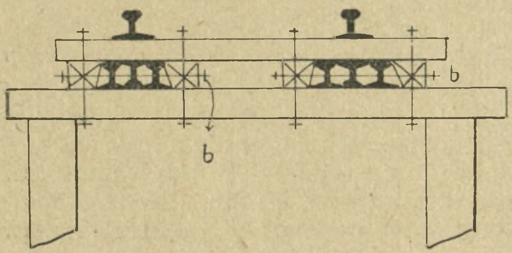
Rys. 110.

Na rys. 101 wskazany jest jeden z typów kozłów używanych jako filar dla mostów kolejowych tymczasowych.

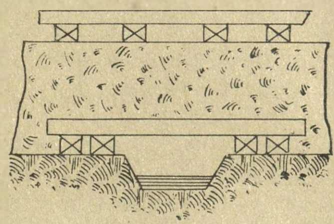
Na rys. 112 pokazane są najprostsze sposoby zmocowania podkładów z metalowemi belkami mostowemi z szyn lub dwuteówek.



Rys. 111.



Rys. 112.



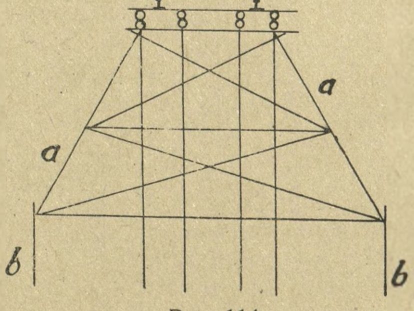
Rys. 113.

Brusy mogą być związane ze sobą śrubami *b* przez otwory wyświdrowane w relsach lub teówkach.

Na rys. 102, 104, 108, 110, 105 pokazane są urządzenia t. zwanych otwartych mostków do przepuszczania pod tor rzeczek lub strumyków.

Na rys. 105 na kamiennych podporach, reszta na drewnianych.

Kamienne podpory mogą być złożone w ostateczności z kamieni bez wiązania ich rozczynem ale przy dokładnem zasypaniu szpar między kamieniami (kamieniem tłuczonym).



Rys. 114.

OBLICZENIA MOSTÓW KOLEJOWYCH.

Podkłady leżące na belkach mostowych lub belkach głównych pod działaniem ruchomych obciążeń i miażdżą się w miejscach styków szyn z podkładami i uginają się. Żeby niedopuścić do miażdżenia, należy obliczyć płaszczyznę styku szyny z podkładem tak, by ciśnienie szyny na podkład nie przekraczało 20 kg. na cm^2, t. j. podkłady muszą być u góry ściosane do odpowiedniej szerokości § 31.

Jeżeli P — ciśnienie koła w miejscu styku szyny z podkładem, powierzchnię styku oznaczymy przez A (równa się ona szerokości płaszczyzny podkładu pomnożonej przez szerokość spodu szyny) $\frac{P}{A} = 20$ kg.

Jeżeli podkład leży na dwóch belkach, które znajdują się pod szynami, to podlega on tylko ściskaniu, czyli grozi mu zmiażdżenie w miejscach styków z szynami i belkami.

Jeżeli zaś szyny kolejowe leżą między dwiema belkami (jak wskazano na rys. 115 i 116), to wtedy podkład podlega także zginaniu.

Przewój podkładów otrzymamy ze wzoru $M \leqq \tau W$, gdzie M oznacza największy moment zginający dwóch obciążeń działających symetrycznie do osi toru, W — moment oporu podkładu, τ — natężenie dopuszczalne. Oznaczymy obciążenie koła przez P, wtedy moment zginający równa się PC, gdzie C oznacza oddalenie od osi szyny do osi belki (patrz rys. 115), wtedy wzór nasz będzie

$$PC \leqq \tau W \quad \text{gdzie } \tau = 100 \text{ kg/cm}^2.$$

Mając Pc, znajdziemy W — moment wytrzymałości przekroju podkładu.

Mając W znajdziemy i potrzebny przekrój.

Naprzykład niech rozstaw belek mostowych równa się 2 metrom, rozstaw szyn kolejowych 1,5 m. wtedy

$$C = \frac{2 - 1.5}{2} \text{ m.} = 25 \text{ cm.}$$

Obciążenie koła przyjmiemy równem 10 tonnom, wtedy dla W podkładu mamy

$$10000 \times 25 \leqq 100\, W$$

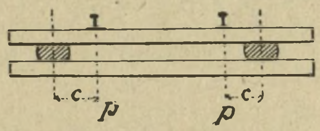
$$W \geqq \frac{10000 . 25}{100} = 2500 \text{ cm}^3.$$

Jeżeli weźmiemy podkłady 30 cm.-owe, to wysokość podkładu h znajdziemy z równania

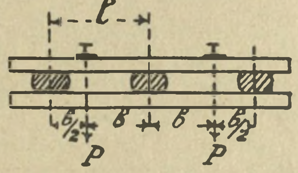
$$\frac{30 \cdot h^2}{6} = 2500$$

$$h^2 = 500$$

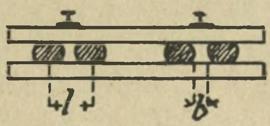
$$h = 22{,}5 \text{ cm.}$$



Rys. 115.



Rys. 116.



Rys. 117.

W wypadku, gdy mamy 3 belki mostowe, szyny układa się tak, żeby ciśnienie przez obciążenie szyny na belki rozkładało się równomiernie.

To da się uskutecznić, jeżeli układa się szyny tak, jak wskazano na rysunku 116.

Wymiary przekroju podkładu otrzymamy w tym wypadku ze wzoru

$$M \leq \tau W$$

M w danym wypadku równa się $\frac{2}{9}$ Pl, gdzie P—obciążenie koła, l—odległość jednej belki mostowej od drugiej (oś od osi).

Gdy mamy 4 belki mostowe, układa się je jak wskazano na rysunku 117; wówczas oblicza się je według wzoru

$$M \leq \tau W$$

gdzie $M = \frac{Pl}{4}$; P—obciążenie koła, l—odległość dwóch belek (oś od osi) pod szyną.

BELKI MOSTOWE.

Belki mostowe oblicza się według największego natężenia gnącego powodowanego szeregiem skupionych obciążeń (kół wagonów i parowozów) i równomiernie rozłożonego ciężaru własnego mostu. Dla obliczenia ich stosuje się wzór § 32.

$$M \leqq k\,\tau \,.\, W \tag{40}$$

gdzie k jestto ilość belek mostowych w przęsłach, τ—natężenie dopuszczalne, M—moment zginający sił zewnętrznych, W—moment oporu belki. Moment sił zewnętrznych (M) przy obliczaniu belek mostowych równa się sumie dwóch momentów: moment obciążeń skupionych + moment obciążenia równomiernie rozłożonego ciężaru samej belki równoległe $M_1 + M_2$. Jeżeli wszystkie obciążenia są sobie równe, to: jeżeli ilość obciążeń skupionych równa się $2n + 1$

$$M_1 = \frac{(2n+1)\,Pl}{4} - \frac{n\,(n+1)\,Pa}{2},$$

jeżeli zaś ilość obciążeń skupionych równa się $2n$, to

$$M_1 = \frac{nP\,(2l-a)^2}{8l} - \frac{n\,(n-1)\,Pa}{2}$$

gdzie l — długość belki mostowej, P — każde z obciążeń skupionych, a — odległość jednego obciążenia od drugiego; M_2 zawsze jest równem $\frac{ql^2}{8}$, gdzie l — długość belki mostowej, q — obciążenie jednostki bieżącej belki ciężarem własnym. Jeżeli rozstaw kół parowozu oznaczymy przez a, to przy $a > 0{,}6\,l$ maximum M będzie przy ciśnieniu jednej osi na przęsło, t. j.

$$M = \frac{Pl}{4}.$$

Jeżeli $0{,}6\,l > a > 0{,}45\,l$ to maximum M będzie przy 2 osiach, t. j.

$$M = \frac{(2l-a)^2}{8l}\,P$$

Jeżeli $0{,}45\,l > a > 0{,}27\,l$ to maximum M będzie przy 3 osiach, t. j.

$$M = \frac{3l-4a}{4}\,P$$

Jeżeli $0{,}27\,l > a > 0{,}24\,l$ to maximum M będzie przy 4 osiach, t. j.

$$M = \left[\frac{(2l-a)^2 - 4\,al}{4l}\right] P$$

Jeżeli $0{,}24\,l > a > 0{,}17\,l$ to maximum M będzie przy 5 osiach, t. j.

$$M = \left[\frac{5l - 12a}{4}\right] P$$

Jeżeli $0{,}17\,l > a > 0{,}16\,l$ to maximum M będzie przy 6 osiach, t. j.

$$M = \left[\frac{3\,(2l - a)^2 - 24al}{8l}\right] P$$

Jeżeli $0{,}16\,l > a > 0{,}13\,l$ to maximum M będzie przy 7 osiach, t. j.

$$M = \left[\frac{7l - 24a}{4}\right] P$$

Mając M, k i τ ze wzoru

$$M \leqq k\,\tau\,W$$

znajdziemy W, t. j. najmniejszy moment oporu belki mostowej. Mając do rozporządzenia materjał, można dobrać potrzebną belkę albo z materjału, albo skonstruować dźwigar złożony z 2-uch lub 3-ech brusów.

NORMY OBCIĄŻEŃ.

§ 33. Przy obciążaniu mostu będziemy kierowali się normami obciążeń dla pruskich kolei jako największemi.

1. Ciśnienie na oś parowozu 17 tonn
2. ilość osi — 5.
3. rozstaw dwóch sąsiednich osi — 1,5 m.
4. odległość między osią parowozu i przednią osią tendra—4,5 m.
5. odległość między osią parowozu i tylnym tendrem następnego parowozu—4,5 m.

Obliczone według tych danych wymiary belek mostowych muszą być sprawdzone jeszcze na ciśnienie jednej osi 20 tonn.

UWAGA. Przy wyżej podanych rozstawach osi, przy rozpiętości mniejszej od trzech metrów, największy moment zginający jednej 20-tonnowej osi jest większy niż 3-ch osi 17-tonnowych, z tej racji rozpiętości od 3-ch m. muszą być jeszcze sprawdzone na ciśnienie skupionego obciążenia 20 tonn.

Obciążenia od ciężaru własnego mostu:

Obciążenie mostu ciężarem własnym przyjmujemy dla mostów jednotorowych przy rozpiętości przęsła do 6 metrów — 10 kg. na cm. bieżący mostu, od 6 do 10 metrów — 13 kg. na cm. bieżący mostu.

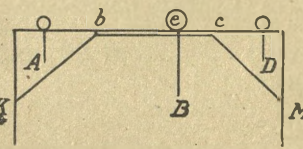
OBLICZANIE FILARÓW.

Przy jednakowych obciążeniach osi i jednakowych odstępach § 33.
osi jedna od drugiej największe ciśnienie na górną część filarów będzie wtedy, kiedy nad nią stanie jedna ze środkowych osi: jeżeli liczba osi jest parzysta i długość przęsła jest większa, niż odległość jednej ze środkowych osi do najdalszej skrajnej osi (jednego i tego samego wozu), to największe ciśnienie będzie i wtedy, kiedy nad filarem stanie nie oś, lecz środek wozu. Na przyczółek wypadnie największe ciśnienie przy ustawieniu nad nim jednej skrajnej osi, gdy reszta osi stanie nad przęsłem.

Same obliczanie ciśnienia robi się tak samo, jak w mostach drogowych.

Ciśnienie na dolną część podpory przy systemach leżajowych i wieszarowych jest to samo, co i na górną.

Przy systemach rozporowych, w wypadkach rozpornicy trójkątnej, ciśnienie na dolną część filarów, wypadnie takie same, jak w razie pokrycia tego przęsła belką leżajową.



Rys. 118.

Przy rozpornicach trapezowych na dolną część podpory wypada całkowite ciśnienie tych ciężarów, które stoją między osią filarów i punktem c, także i to ciśnienie, które wypada na wierzchołek zastrzału od ciężarów stojących między c i b. Np. na podporę k działa całe obciążenie A (rys. 118) i ta część ciśnienia B, która wypadnie na punkt b c od D, t. j. $B \frac{ec}{bc}$ ciśnienie całkiem przejdzie na podporę M.

Przy urządzeniu filarów na palach lub innych stojakowej konstrukcji, bale lub stojaki muszą być ustawione tak, żeby ciśnienie mostu rozkładało się na nie jaknajrównomierniej i żeby każda z belek mostowych była podparta palem czy stojakiem; liczba pali określa się według poprzednich paragrafów.

W każdym filarze umieszcza się 2, 3 lub 4 pale. Przy większej ilości pali ustawia się je w kilka szeregów, przyczem samą ilość pali określa się według obliczeń próbnego zabijania pala, czasami wypada zwiększyć o tyle, żeby pod każdą belką była jednakowa ilość pali. Pale wiążą się oczepami i zastrzałami.

Przy wysokich filarach zabija się pale ukośne, o które opierają się zastrzały i których wierzchołki opierają się o górną część skrajnych pali. Jeżeli filary są wysokie i pale są przedłużone więcej niż jeden raz, lub jeżeli most dłuższy jest nad 30 m. urządza się zawsze filary z dwóch szeregów pali, nie zważając na to, że ciśnienie mostu na filar może i nie wymagać takiej ilości paliwa.

PRZYKŁAD OBLICZANIA MOSTU KOLEJOWEGO.

§ 34. Rozpiętość przęsła—6 m., tor normalnej szerokości—1,5 m. między osiami szyn ciśnienie osi — 17 tonn, rozstaw dwóch sąsiednich osi—1,5 m.; przypuśćmy, że mamy kloce 6,5 m. o średnicy $D = 30$ cm., czyli, że $W = \frac{30^3}{10} = 2700$ cm^3. Natężenie dopuszczalne na ściskanie i zginanie przyjmujemy $= 100$ kg/cm^3 na ściskanie prostopadłe do włókien 25 kg. na cm^2. Sprawdzamy przedewszystkiem moc podkładu. Przypuśćmy, że belek mostowych mamy dwie, odległe jedna od drugiej o 2 m. Wtedy największy moment zginający równa się $M = Pc$ (ptr. str. 138) gdzie P obciążenie koła równe $\frac{17000}{2} = 8500$ kg.

$$c = \frac{200 - 150}{2} = 25 \text{ cm.}$$

$$8500 \, . \, 25 \leqq \tau \, . \, 2160$$

moment oporu podkładu z kloca o średnicy 30 cm. przyjmiemy $= 80\%$ momentu oporu okrągłego przekroju, t. j.

$$W = 0{,}80 \, . \, 2700 = 2160 \text{ cm}^3$$

skąd
$$\tau \neq \frac{8500 \, . \, 25}{2160} \neq 98 \text{ kg/cm}^2.$$

Widzimy, że ze względu na podkłady mogłyby być tylko 2 belki mostowe.

Należy tylko sprawdzić nasze podkłady ze względu na zgniecenie przez szyny. Gdy odległość (osi od osi) jest mniejsza od połowy odległości między osiami parowozu (1,5 m.) na podkład działa $^2/_3$ obciążenia koła, podczas gdy $^1/_3$ oddaje się wskutek sprężystości szyn sąsiednim podkładom, czyli że na podkład działa od jednego koła

$$\frac{2}{3} \, . \, 8500 \neq 5667 \text{ kg.},$$

wskutek tego powierzchnia styku podkładu z szyną musi mieć

$$\frac{5667}{25} \neq 227 \text{ cm.}^2$$

Żelazna płytka o polu $= 15 \times 18$ cm. t. j. o płaszczyźnie 270 cm.^{2}, położona między szyną i podkładem jest wystarczająca, a ściosanie podkładu do szerokości 15 cm. nie osłabi znacznie momentu oporu belki.

O b l i c z e n i e b e l e k m o s t o w y c h. Wobec rozpiętości przęsła 6 mtr. i kloców 6,5 m. zobaczymy, czy nie udałoby się sporządzić mostu na zwykłych belkach leżajowych.

Musimy obliczyć największy moment zginający, jaki wypadnie od obciążeń skupionych. W naszym przypadku $l = 6$ m; $a = 1{,}5$ m. *)

$$\frac{a}{l} = \frac{15}{60} = 0{,}25,$$

czyli, że na zasadzie tablicy na str. 139-ej, największy moment zginający będzie przy 4 osiach znajdujących się nad przęsłem.

W wypadku 4 obciążeń, jak widzieliśmy na str. 139, największy moment zginający równa się

$$M = \left[\frac{(2l - a)^2 - 4al}{4l}\right] P =$$

$$= \frac{(1200-150)^2 - 4 . 150 . 600}{2400} . 17000 \text{ kg/cm.} =$$

$$= \frac{1050^2 - 600^2}{2400} . 17000 \neq 5253000 \text{ kg/cm.}$$

Należy pamiętać, że jest to moment zginający dla całego mostu. Oprócz tego należy dodać moment od ciężaru własnego mostu.

Równym on jest $\frac{ql^2}{8}$, gdzie q — obciążenie 1 cm. b. mostu ciężarem własnym.

Dla mostów jednotorowych do 6 mtr. rozpiętości obciążenie własne patrz str. 139, równa się 10 kg. na cm. b.

Czyli, że moment zginający całego mostu od całokształtu sił działających na niego wypadnie

$$M = 5253000 + \frac{10 . 600^2}{8} = 5253000 + 450000 =$$

$$= 5703000 \text{ kg/cm.}$$

Dla odnalezienia momentu oporu każdej z belek mostowych mamy równanie

$M \leq k \tau W$, gdzie k — ilość belek; $\tau = 100$ kg/cm.^{2}

przypuśćmy, że belek ułożymy nie 2 jak wypadło z obliczenia podkładów lecz 4, wtedy

$$5703000 \leq 4 . 100 . W, \quad \text{skąd} \quad W \geq \frac{5703000}{400}$$

$$W \neq 14257 \text{ cm.}^3$$

---

*) a — jest to rozstaw osi parowozu.

Widzimy, że moment wytrzymałości naszej belki mostowej powinien być równy 14257 cm.^{3}; w rzeczywistości jest tylko 2700 cm.^{3}, czyli, że niema mowy o urządzeniu tego mostu na belkach leżajowych; przypuśćmy, że wobec tego chcemy zastosować system rozporowy z rozpornicą trójkątną, tak jak wskazano na rysunku 121.

Wtedy długość belki skróci się do 3 m., wtedy

$$\frac{a}{l} = \frac{1{,}5}{3} = 0{,}50.$$

Według tablicy na str. 139 widzimy, że przy takim stosunku $\frac{a}{l}$ największy moment zginający będzie przy 2 osiach i równać się będzie dla całego mostu $M = P\,\frac{(2l-a)^2}{8l}$ w naszym wypadku $P = 17000$ kg., $l = 300$ cm; $a = 150$ cm.

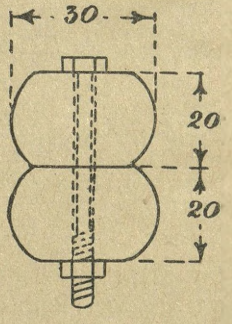
$$M = 17000\,\frac{(600-150)^2}{2400}\ \text{kg/cm}$$

$$M = 1434300\ \text{kg/cm}.$$

Największy moment zginający od ciężaru własnego mostu M' równać się będzie $M = \frac{ql^2}{8} = \frac{10 \,.\, 300^2}{8} = 1125000$ kg/cm., czyli, że cały najw. moment zginający dla całego mostu wyniesie

$$M = 1434300 + 112500 = 1546800\ \text{kg/cm}.$$

Teraz znajdziemy potrzebny moment przekroju belki mostowej ze wzoru $M \leq k\tau W$, gdzie k — ilość belek mostowych, — przyjmiemy ich ilość jak wypadło z obliczenia podkładów 2-ie, wtedy $1546800 \leq 2 \,.\, 100 \,.\, W$, skąd $W \neq \frac{1546800}{200} \neq 7734$ cm.^{3}



Rys. 119.

Moment oporu naszej belki równa się 2700 cm. Widzimy, że kloce nasze same nie mogą być użyte na belki mostowe, ale jeżeli złożymy dźwigar z kilku belek, to taka konstrukcja jest zupełnie możliwa.

Sprawdzimy dźwigar o dwóch belkach związanych ze sobą zapomocą śrób. Moment oporu takiej belki, gdyby ona była monolitem, będzie się równał w przybliżeniu

$$W = \frac{25 \,.\, 40^2}{6} = \frac{40000}{6} = 6666\ \text{cm.}^3$$

Jak już nieraz mówiliśmy, w takich wypadkach moment oporu złożonego dźwigara, będziemy przyjmowali równym 75% momentu oporu monolitu, t. j. moment oporu naszego dźwigara będzie się równał

$$W = 0{,}75 \,.\, 6666 = 4847\ \text{cm.}^3$$

Ponieważ potrzebny nam moment oporu wynosi 7734 cm^3, widzimy, że dźwigar złożony z dwóch belek jest niedostateczny.

Sprobujemy użyć dźwigara złożonego z trzech belek, wtedy W dla monolitu wyniesie $W = \frac{25 \cdot 60^2}{6} = 15000$ $cm.^3$, a przyjmowany przez nas W

$$W = 0{,}75 \cdot 15000 = 11250 \text{ cm.}^3$$

Widzimy, że belka złożona z trzech kloców ma zupełnie dostateczny moment oporu.

Ponieważ dźwigar złożony ma ciężar znacznie większy, niż pojedynczy, całe nasze obliczenie należałoby sprawdzić na działanie 2 osi każda po 17000 kg. + ociążenie ciężaru własnego mostu, ale już nie teoretycznie 10 kg. na cm. b., a rzeczywiste t. j. obliczyć wagę jezdni.

Nie trudno to zrobić, bo ciężar przęsła będzie się składać z ciężaru szyn, podkładów i potrójnych belek.

Szyny będą ważyły 35 kg. na 1 m. b., rozpiętość naszego przęsła 3 m. czyli szyn będzie 6 m. b. o ciężarze 6 $\times$ 35 — 195 kg.

Podkłady — każdy długości 3 metry przy odległości jednego od drugiego 50 cm. (oś od osi); na całe przęsło wypadnie $\frac{300}{50} + 1 = 7$ podkładów.

Czyli ogólna długość podkładów wyniesie 2 m. b.; belek 30 cm. ciężar 1 m. b. belki 30 cm. wyniesie:

$$Q = \frac{\pi \cdot 30^3}{4} \times 100 \times 1 = \text{(ciężar gatunkowy drzewa przyjęty jest równy 1)} = 706 \times 100 \times 1 \text{ gr.} = 70600 \text{ gr.}$$

$$Q = 70{,}6 \neq 71 \text{ kg.}$$

Ciężar wszystkich podkładów

$$T = 21 \times 71 = 1491 \text{ kg.}$$

Ciężar dźwigarów złożonych otrzymamy z następujących równań.

Ogólna długość belek wypadnie $3 \times 3 + 3 \times 3 = 18$ m. b. ciężar 1 m. b. przyjmiemy ten sam — 71 kg., wtedy ciężar dźwigarów będzie

$$18 \cdot 71 = 1278 \text{ kg.},$$

czyli razem ciężar własny pomostu wyniesie

$$V = 1278 \times 1491 + 195 = 2964 \text{ kg.}$$

Ponieważ długość pomostu = 300 cm., więc obciążenie ciężarem własnym mostu na 1 cm. b. będzie:

$$q = \frac{2964}{300} = 9{,}8 \text{ kg.}$$

widzimy, że obliczenie nasze jest dobre i nie wymaga żadnej poprawki.

(Nie policzono tu ciężaru śrub i różnych drobnych dodatków, ale zato braliśmy belki grubsze, niż będą w rzeczywistości, bośmy brali belki okrągłe, podczas gdy będą one ciosane, co mniejwięcej rekompensuje pominięcie ciężaru drobnych części).

Jeżelibyśmy wzięli rozpornicę trapezową, wtedy teoretyczna rozpiętość przęsła skróciłaby się do 2 metrów i wobec uwagi na str. 139 obliczenie takiej belki musimy prowadzić na jedno obciążenie 20-tonnowe.

Dla wyznaczenia momentu wytrzymałości belek mostowych w tym wypadku mamy

$$\frac{20000 \cdot 200}{4} + \frac{10 \cdot 200^2}{8} \leqq 2 \cdot 100 \cdot W$$

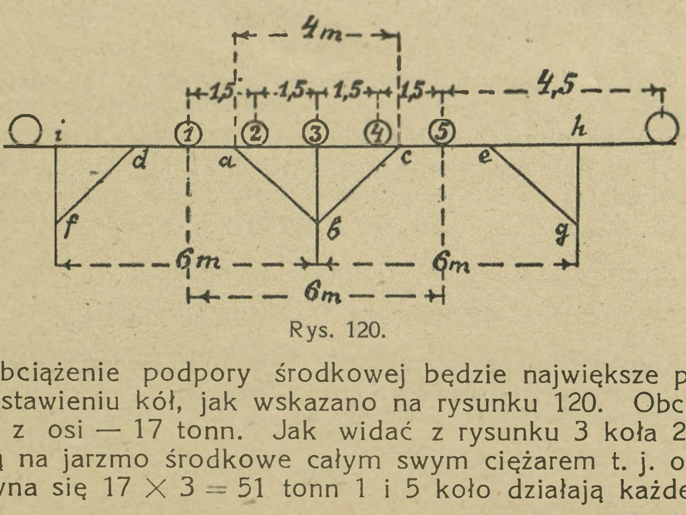
$$1000000 + 50000 \leqq 200\, W$$

$$W \neq \frac{1050000}{200} = 5250 \text{ cm}^3.$$

Widzimy, że i w tym wypadku byłyby potrzebne dźwigary złożone z 3 kloców, bo dźwigary z 2 kloców mają moment oporu $W = 4847$ cm^3.

Czyli, że dogodniej jest zastosować rozpornicę trójkątną, jako konstrukcję mniej złożoną.

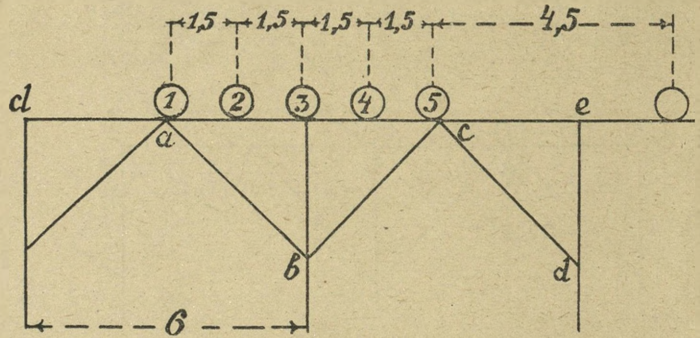
Przy systemie rozpornicy trapezowej ciśnienie na podporę środkową wypadnie większe, niż w wypadku systemu leżajowego lub rozpornicy trójkątnej (ptr. str. 140). Dla przykładu zrobimy obliczenie ciśnienia na środkową podporę w wypadku rozpornicy trójkątnej i rozpornicy trapezowej. Bo jak już mówiliśmy (na str. 141), ciśnienie na podporę w wypadku belki leżajowej będzie takie same jak i w wypadku rozpornicy trójkątnej.



Rys. 120.

Obciążenie podpory środkowej będzie największe przy takiem ustawieniu kół, jak wskazano na rysunku 120. Obciążenie każdej z osi — 17 tonn. Jak widać z rysunku 3 koła 2, 3 i 4 działają na jarzmo środkowe całym swym ciężarem t. j. obciążenie równa się $17 \times 3 = 51$ tonn 1 i 5 koło działają każde połową swego ciężaru, czyli razem 17 tonn, a całe obciążenie jarzma środkowego parowozem wyniesie 68 tonn.

Do tego należy dodać ciężar własny tej części mostu, która obciąża jarzmo środkowe. Długość tej części mostu wynosi 6 metrów. Ponieważ ciężar 1 cm. b. mostu przyjęliśmy równy 10 kg., przeto całe obciążenie wyniesie $600 \times 10 = 6000$ kg. czyli 6 tonn.



Rys. 121.

Całe obciążenie jarzma środkowego w systemie rozpornicy trapezowej wyniesie $68 + 6 = 74$ tonny.

W wypadku rozpornicy trójkątnej największe obciążenie jarzma środkowego wypadnie jak wskazano na rysunku 121.

Obciążenie jarzma środkowego obliczymy dla każdej osi zosobna.

1 oś . . . 8,5 t.

2 oś . . . $8{,}5 + \frac{8{,}5}{2} = 12{,}75$ t.

3 oś . . . 17 t.

4 oś . . . $8{,}5 + \frac{8{,}5}{2} = 12{,}75$ t.

5 oś . . . 8,5 t.

Całe obciążenie parowozem — 59,5 tonny.

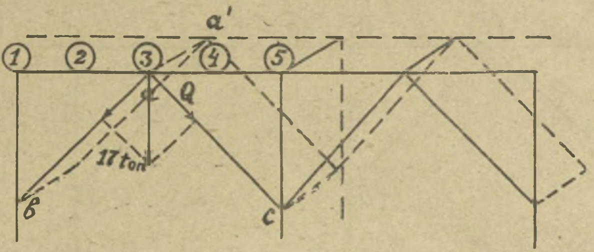
Obliczymy obciążenie jarzma środkowego ciężarem własnym. Długość części mostu między 1 i 3 osią wynosi 3 m. i waży $300 \times 10 = 3000$ kg.

Jednym swym końcem ciśnie ona na jarzmo środkowe z siłą 1500 kg., drugim swym końcem na szczyt zastrzałów, — w tem miejscu wypada 1500 kg., z których 750 kg. przez zastrzał udzieli się jarzmu środkowemu, czyli, że na jarzmo środkowe ciśnie razem od części mostu między 1 i 3 kołem $1500 + 750$ kg. $= 2250$ kg. Takiemu samemu ciśnieniu ciężaru własnego mostu podlega jarzmo od części między 1 i 3 kołem — 2250 kg. Oprócz tego przez zastrzał *ab* ciśnie połowa ciężaru części mostu *da* z siłą 750 kg. i przez zastrzał *bc* połowa ciężaru własnego części *ce* też 750 kg. Razem ciśnienie ciężaru mostu na jarzmo środkowe wynosi

2250 + 2250 + 750 + 750 = 6000 kg., a całe obciążenie jarzma środkowego w wypadku rozpornicy trójkątnej wyniesie

$$59{,}5 + 6 = 65{,}5 \text{ tonny.}$$

Teraz zobaczymy, jakie będzie ciśnienie w zastrzałach w rozpornicy trójkątnej i rozpornicy trapezowej dla wyznaczenia przekrojów tych części. Zaczniemy od rozpornicy trójkątnej. Weźmiemy zastrzał *ab* (ptr. rys. 122). Pamiętać należy, że belek mostowych mamy 2.



Rys. 122.

Ciśnienie na zastrzały *ab* i *ac* koła	1-go	. . .	0
„ „ „	2-go	. . .	4,25
„ „ „	3-go	. . .	8,5
„ „ „	4-go	. . .	4,25
„ „ „	5-go	. . .	0

Razem na szczyt *a* działa 17 tonn.

Do tego należy dodać działanie na szczyt ciężaru własnego mostu na obydwa szczyty *a* i a^1 działa część mostu długości 3 m. ciężarem 3000 kg., a na każdy ze szczytów działa 1500 kg., czyli ogólne obciążenie węzła *a* wyniesie 18,5 tonny.

Siłę tę 18,5 tonn rozkładamy wzdłuż zastrzałów *ab* i *ac*, w każdym z nich będzie działać ściskająca siła

$$Q = \frac{P}{Cos\ 45^0} = \frac{18{,}5}{Cos\ 45^0} = \frac{18{,}5}{0{,}7} \neq 26{,}4 \text{ t.}$$

Długość zastrzału $ab = \sqrt{3^2 + 3^2} = \sqrt{18} = 4{,}24$ m.

Możemy kolejnemi próbami dojść do wymiarów potrzebnego przekroju zastrzałów.

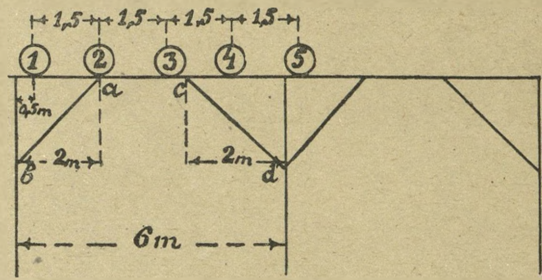
Zrobimy tylko jedną próbę; zobaczymy, czy wogóle z 30 cm.-owego budulcu możemy zrobić potrzebne nam zastrzały $\frac{l}{d} = \frac{424}{30} = 14$ przy $\frac{l}{d} = 14$ natężenie dopuszczalne wynosi 47 kg/cm³ (ptrz. str. 11, rozdz. I-go).

Rzeczywiste zaś będzie

$$\frac{26400}{\frac{\pi\, 30^2}{4}} = \frac{26400}{707} \neq 37{,}3 \text{ kg/cm}^2 \quad 37{,}3 \text{ kg/cm}^2.$$

Widzimy, że z naszych 30 cm. kloców potrafimy wyciosać potrzebne nam zastrzały.

Bierzemy pod uwagę rozpornicę trapezową. Największe obciążenie zastrzału nastąpi przy obciążeniu kół, jak pokazano na rysunku 123. Obliczymy obciążenia każdem kołem zosobna.



Rys. 123.

1-em kołem na szczyt zastrzału ab — $\frac{8,5 \cdot 0,5}{2} = 2,125$ t.

2-giem „ „ „ 8,5 t.

3-ciem „ „ „ $\frac{8,5 \cdot 0,5}{2} = 2,125$ t.

4-tem „ „ „ 0

5-tem „ „ „ 0

12,75 tonny.

Ciśnienie kół parowozu na zastrzał ba w kierunku pionowym wyniesie 12,75 tonny; do tego należy dodać ciśnienie ciężarem własnym mostu; wyniesie ono na obydwa szczyty a i a^1 ciężar długości mostu 1,5 m., t. j. 1500 kg., a na każdy ze szczytów 750 kg., czyli razem ogólne pionowe obciążenie szczytu wyniesie

$$12750 + 750 = 13500 \text{ kg.}$$

Siła Q (ściskająca zastrzał) $= \frac{13500}{Cos\ 450} = \frac{13500}{0,7} = 19857$ kg.

Długość zastrzału ab odnajdziemy z równania

$$ab = l = \sqrt{2^3 + 2^3} = \sqrt{8} = 2,83 \text{ m.}$$

mając długość brusa 2,83 i siłę ściskającą go 19857 kg., łatwo odnajdziemy przekrój jego zapomocą wzorów str. 11 rozdz. I-go.