

Grey Scale #13



A 1 2 3 4 5 6 M 8 9 10 11 12 13 14 15 B 17 18 19



R10

MINISTERSTWO SPRAW WOJSKOWYCH
DEPARTAMENT V WOJSK TECHNICZNYCH

INSTRUKCJA SAPERÓW KOLEJOWYCH
(TYMCZASOWA)

„TYLKO DO UŻYTKU
WEWNĘTRZNEGO“

BUDOWA I ODBUDOWA PROWIZORYCZNYCH MOSTÓW KOLEJOWYCH

WARSZAWA 1927



R10

MINISTERSTWO SPRAW WOJSKOWYCH
DEPARTAMENT V WOJSK TECHNICZNYCH

INSTRUKCJA SAPERÓW KOLEJOWYCH
(TYMCZASOWA)

„TYLKO DO UŻYTKU
WEWNĘTRZNEGO“

BUDOWA I ODBUDOWA PROWIZORYCZNYCH MOSTÓW KOLEJOWYCH

10

6
WARSZAWA 1927

MINISTERSTWO SPRAW WOJSKOWYCH
DEPARTAMENT V WOJSK TECHNICZNYCH

INSTRUKCJA SAPERÓW KOLEJOWYCH
(TYMCZASOWA)

„TYLKO DO UŻYTKU
WEWNĘTRZNEGO“

BUDOWA I ODBUDOWA
PROWIZORYCZNYCH
MOSTÓW KOLEJOWYCH

XXII.6.1.

WARSZAWA 1927

R.1

MINISTERSTWO SPRAW WOJSKOWYCH
DEPARTAMENT V WOJSK TECHN.

Warszawa, dn. 7 stycznia 1927 r.

L. dz. 260/27. Sap.

ROZKAZ

*wprowadzający w życie tymczasową instrukcję
sap. kol. „Budowa i odbudowa prowizorycznych
mostów kolejowych“.*

1. Zatwierdzam do użytku wewnętrznego sap. kol. przedstawioną mi przez Komisję Regulaminową tymczasową instrukcję sap. kol. p. t. „Budowa i odbudowa prowizorycznych mostów kolejowych.

2. Instrukcję tę należy stosować przy wykonywaniu wszelkich prac z zakresu budowy prowizorycznych mostów kolejowych.

Z treścią niniejszej instrukcji powinni być zaznajomieni wszyscy oficerowie sap. kol., uczniowie szkół podchor. rez. sap. kol., a nadto podoficerowie zawodowi, oraz słuchacze pułkowych szkół podoficerskich, ci ostatni w zakresie dla nich potrzebnym.

3. Postanowienia zawarte w niniejszej instrukcji nie są jeszcze ostateczne. Dlatego też instrukcję tę należy uważać za tymczasową. Ostateczna redakcja tej instrukcji będzie oparta na danych doświadczalnych, uzyskanych drogą wypróbowania niniejszej instrukcji w pułkach saperów kolejowych oraz w bataljonie szkolnym saperów kolejowych.

W związku z powyższem polecam wszystkim oficerom, którzy na podstawie niniejszej

instrukcji będą prowadzili wykłady i ćwiczenia z budowy i odbudowy prowizorycznych mostów kol. przedstawiać dowódcom pułków i dowódcy bataljonu szkolnego saperów kolejowych swoje wnioski, dotyczące koniecznych zmian i uzupełnień instrukcji.

Dowódcy pułków saperów kolejowych i dowódca bataljonu szkolnego saperów kolejowych po zbadaniu otrzymanych wniosków przedstawiają konkretne projekty zmian instrukcji do Departamentu V do dnia I X 1927 r.

Niezależnie od powyższego dowódcy pułków saperów kolejowych i dowódca bataljonu szkolnego saperów kolejowych powinni, w razie zauważenia jakichkolwiek nieścisłości w treści niniejszej instrukcji, meldować o tem Departamentowi V W. Technicznych, który zarządzi ewentualne sprostowanie, względnie uzupełnienie odpowiedniej części instrukcji.

5. Instrukcja niniejsza obowiązuje od chwili otrzymania jej przez oddziały i formacje saperów kolejowych.

Szef Departamentu V. W. Techn.

Inż. Przybylski płk. S. G. (—)

SPIS RZECZY.

CZĘŚĆ I.

BUDOWA PROWIZORYCZNYCH MOSTÓW KOLEJO- WYCH.

Rozdział I.

Kolejność robót przy budowie mostów kolejowych.

	Str.
1. Rozpoznanie	1
2. Kierownictwo budowy.	3
3. Projekt mostu.	4
4. Zapotrzebowanie materiału.	5
5. " sił roboczych	6
6. Roboty wstępne i budowa podpór	7
7. Wykonanie belek głównych	9
8. Układanie toru na moście	10
9. Próba obciążenia mostu	10

Rozdział II.

Ogólne pojęcia o mostach pro- wizorycznych.

10. Typy mostów prowizorycznych	14
11. Części składowe mostów	15
12. Podpory	16

VI

	Str
A. Jarzma	16
B. Kozły	20
C. Ściany rusztowaniowe	21
D. Filary drewniane	22
E. Zręby-skrzynie	30
F. Klatki	30
G. Podpory kamienne	32
13. Belka główna wraz z konstrukcją poprzeczną . .	33
14. Nasuwanie dźwigarów na most wieloprzęsłowy, leżajowy	37
15. Jezdnia	44
16. Izbice	48

Rozdział III.

Obliczenie mostów leżajowych.

17. Obliczenie mostownic	49
18. Obliczenie belek głównych	53
19. Obliczenie podpór	63

Rozdział IV.

Mosty rozporowe.

20. Ogólne pojęcia	68
21. Podział mostów rozporowych	68
22. Części składowe mostów rozporowych	69

Rozdział V.

Obliczenie mostów rozporowych.

23. Obliczenie mostów z rozpornicą trójkątną, pojedynczą	71
24. Obliczenie mostów o rozpornicy trójkątnej, po- dwójnej	75
25. Obliczenie przęseł z rozpornicą ryglowo-trapezową	83

VII

	Str.
26. Skrócone obliczenie przęseł o rozpornicy trójkątnej	89
27. Skrócone obliczenie przęseł o rozpornicy trapezowej	89
28. Zastosowanie siodełek	90

CZĘŚĆ II.

PROWIZORYCZNA ODBUDOWA MOSTÓW KOLEJOWYCH.

29. Rodzaje odbudowy mostów.	91
30. Czynniki, wpływające na sposób odbudowy mostów.	92
31. Zastosowanie podnoszenia przęseł	92
32. Wypadki podnoszenia	92
33. Sposoby podnoszenia	93
34. Podnoszenie przęsła na terenie suchym	94
35. Podnoszenie mostu z wody	95
36. Podział partyj roboczych przy dźwiganiu	95
37. Wskazówki i środki ostrożności przy podnoszeniu mostu	96
38. Przesuwanie przęseł	97
39. Narzędzia do dźwigania belki głównej	100
40. Sposoby nasuwania (wbudowywania) belek głównych	101
41. Wymiana belek kratowych zapomocą przesuwania z jednego przęsła na drugie	102
42. Następstwa różnych odmian zniszczenia mostu . .	102
43. Tymczasowa odbudowa przepustów sklepionych .	104
44. Wzmocnienie sklepień	106
45. Mosty obwodowe	107
46. Konserwacja mostów tymczasowych	109
47. Środki ostrożności i zabezpieczenie mostów tym- czasowych.	111
48. Typowe sposoby odbudowy mostów	112

VIII

CZEŚĆ III.

PRZEPISY.

Obciążenie stałe i ruchome mostów kolejowych.

	Str.
49. Siły działające na mosty kolejowe	116
50. Ciężar własny kratowych mostów kolejowych . . .	116
51. Obciążenie ruchome mostów kolejowych	119
52. Parcie wiatru	122
53. Zastosowanie i dopuszczalne naprężenia drzewa do budowy mostów	126
54. Dopuszczalne naprężenia dla żelaza	128
55. Dopuszczalne naprężenie w nitach i śrubach . . .	131
56. Dopuszczalne naprężenie w łożyskach	132
57. Naprężenia w prętach ściskanych	132
58. Dopuszczalne naprężenia dla betonu	139
59. Kamienie używane do budowy mostów i ich dopuszczalne naprężenia	149
Tablica A. Ciężar własny materiałów	141
Tablica B. Moment oporu belek okrągłych	142
Tablica C. Dwuteówki	143
Tablica D. Momenty bezwładności i wytrzymałości i inne dane o niektórych typach szyn, używanych na P. K. P.	145
Tablica E. Ilości i wymiary kształtówek i belek głównych mostów dla rozpiętości od 5 do 20 m w zależności od obciążeń	146
Tablica F. Obliczenie ilości i wymiarów pali (słupów) w podporach mostowych (jarzma i kozły)	148
Tablica G. Ilość i wymiar belek dla mostów o rozpiętości od 11 do 10 m dla różnych obciążeń	—

IX

	Str.
Tablica H. Niezbędne ilości belek dwuteowych dla mostów o rozpiętości od 2 do 25 m.	—
Rysunki do Cz. I. Rozdz. I i II	1
Rysunki do Cz. I. Rozdz. III.	59
Rysunki do Cz. I. Rozdz. IV i V.	65
Rysunki do Cz. II.	81

CZĘŚĆ I

BUDOWA PROWIZORYCZNYCH MOSTÓW KOLEJOWYCH.

ROZDZIAŁ I.

NECESSARJENOSĆ ROBÓT PRZY BUDOWIE MOSTÓW KOLEJOWYCH.

Każda budowa obiektu kolejowego wymaga dokładnych danych technicznych. Bez posiadania tych danych należyte zaplanowanie i wykonanie budowy nie jest możliwe. Dlatego każda budowa, względnie odbudowa mostu rozpoczyna się rozpoznaniem, przeprowadzonym przez doświadczanego inżyniera saperów kolejowych, wysłanego na miejsce budowy na parę dni lub godzin przed przyjazdem kompanii i przystąpieniem do właściwej budowy. Zadaniem rozpoznającego jest zbieranie na miejscu dokładnych danych, które umożliwią zaopatrzenie o sposobie budowy, względnie odbudowy danego mostu oraz dają możność obliczenia potrzebnych do tego celu materiałów, sił roboczych oraz czasu.

CZĘŚĆ I.

BUDOWA PROWIZORYCZNYCH MOSTÓW KOLEJOWYCH.

ROZDZIAŁ I.

KOLEJNOŚĆ ROBÓT PRZY BUDOWIE MOSTÓW KOLEJOWYCH.

Każda budowa obiektu kolejowego wymaga dokładnych danych technicznych. Bez zebrania tych danych należyte zaprojektowanie i wykonanie budowy nie jest możliwe.

Dlatego każdą budowę, względnie odbudowę mostu rozpoczyna się rozpoznaniem, przeprowadzonym przez doświadczonego oficera saperów kolejowych, wysłanego na miejsce budowy na parę dni lub godzin przed przybyciem kompanji i przystąpieniem do właściwej budowy. Zadaniem rozpoznającego jest zebranie na miejscu dokładnych danych, któreby umożliwiły zadecydowanie o sposobie budowy, względnie odbudowy danego mostu, oraz dały możność obliczenia potrzebnych w tym celu materiałów, sił roboczych oraz czasu.

1.
Rozpozna-
nie.

Oficer przeprowadzający rozpoznanie powinien po przybyciu na miejsce budowy względnie odbudowy zniszczonego mostu:

1) zdjąć przekrój poprzeczny i ewentualnie plan sytuacyjny przeszkody;

2) sporządzić szkic profilu poprzecznego przeszkody z uwidocznieniem na nim zburzonego mostu;

3) zbadać czy i w jakim stopniu mogą być użyte przy odbudowie mostu części (resztki) mostu nie zniszczone, a więc użyteczne;

4) zbadać grunt przeszkody, chyżość oraz stan małej i wielkiej wody;

5) zbadać czy w pobliżu miejsca budowy istnieją tartaki, składy materiałów budowlanych oraz ewentualnie inne źródła, z których mógłby być czerpany potrzebny do budowy materiał, wreszcie w jaki sposób materiał ten może być dostarczony na miejsce budowy;

6) zbadać możliwości dojazdu do mostu, mieszkalnego taboru kolejowego względnie pomieszczenia oficerów i szeregowych w kwaterach w pobliżu miejsca robót.

Do czynności dalszych, jakie muszą być wykonane na podstawie powyższych danych, należą:

a) *przed przystąpieniem do właściwej budowy:*

1) ustanowienie kierownictwa budowy,

2) wypracowanie projektu budowy względnie odbudowy mostu oraz ustalenie programu robót,

3) zestawienie materiału i narzędzi, potrzebnych do budowy,

4) obliczenie ilości potrzebnych sił roboczych i ich podział.

b) w czasie budowy:

1) wykonanie robót wstępnych i budowa podpór,

2) budowa i założenie belek głównych,

3) budowa pomostu i roboty wykończające,

4) przeprowadzenie próbnego obciążenia mostu.

O ile na przeprowadzenie rozpoznania niema czasu, decyzja co do sposobu odbudowy mostu następuje tuż po przybyciu kompanji na miejsce robót. Wtedy projekt budowy względnie odbudowy mostu wykonywa się w czasie budowy (podczas wykonywania robót wstępnych).

Kierownictwo budowy powierza się ^{2.}zawsze oficerowi saperów kolejowych. Oficerowi ^{Kierownictwo budowy.}temu przydziela się potrzebną do budowy danego mostu ilość sił roboczych jak również potrzebne do tego celu materiały i narzędzia. Oficer ten jest odpowiedzialny za całą budowę, za odpowiednie, t. j. racjonalne użycie przydzielonych mu sił roboczych, materiałów, narzędzi oraz za należyte wyzyskanie czasu, a w związku z tem za terminowe wykończenie danej budowy. Rozdziela on poszczególne prace pomiędzy swoich podwładnych i kontroluje je, prowadząc w tym celu dokładny dziennik budowy. Ze względu na wielką odpowiedzialność wskazane jest, by wszelkie rozkazy otrzymywał on na piśmie. Ko-

rzystne zmiany projektu jako też sposób użycia sił roboczych może kierownik budowy zarządzić w razie potrzeby we własnym zakresie i w granicach swojej kompetencji, ewentualnie meldując o tem władzy przełożonej. O rozpoczęciu budowy, postępie robót (raporty dzienne, względnie okresowe), jako też o ukończeniu budowy oraz wynikach przeprowadzonej próby obciążenia melduje kierownik budowy swojej władzy przełożonej, która budowę zarządziła.

3.
Projekt
mostu.

Na podstawie dokładnych danych, zebranych w czasie rozpoznawania mostu oraz ewent. bliższego zbadania stanu faktycznego z ostatniej chwili przed rozpoczęciem budowy, wypracowuje kierownik budowy, przy pomocy przydzielonego mu personelu, jak najspieszniej projekt budowy, względnie odbudowy zniszczonego mostu, obejmujący:

- a) plan sytuacyjny mostu,
- b) przekrój podłużny, względnie widok boczny mostu w skali 1:50,
- c) najniezbędniejsze przekroje poprzeczne w skali 1:50,
- d) dokładny wykaz potrzebnych materiałów,
- e) wykaz ilościowy robót ziemnych,
- f) zapotrzebowanie sił roboczych,
- g) obliczenie statyczne konstrukcji mostu wraz z krótkim sprawozdaniem technicznym.

Cały projekt musi być wykonany w miarę możliwości jak najekonomiczniej, to jest tak, aby jego zrealizowanie wymagało jak najmniej

czasu oraz sił roboczych i materiału. Kierownik budowy przedstawia następnie projekt swojej władzy przełożonej do zatwierdzenia.

Jednocześnie z opracowaniem projektu należy ustalić program robót. Program ten zależy od rozmiarów robót, ilości czasu oraz sił roboczych, przeznaczonych do budowy, i powinien obejmować dyspozycje co do:

- a) dostawy potrzebnego do budowy materiału,
- b) podziału robót na poszczególne kategorie,
- c) najkorzystniejszego ustosunkowania okresów trwania poszczególnych kategorii robót,
- d) najkorzystniejszego rozdziału sił roboczych.

Z chwilą zorientowania się w warunkach i ustalenia sposobu budowy względnie odbudowy mostu oraz wypracowania odpowiedniego projektu można przystąpić do sporządzenia szczegółowego wykazu potrzebnego materiału, który może być albo w całości dowieziony (o ile w pobliżu miejsca robót niema żadnego materiału, który mógłby być użyty) albo tylko w części (o ile potrzebny materiał znajduje się już częściowo na miejscu, względnie w pobliżu).

4.
Zapotrzebowanie
materiału.

To samo dotyczy i narzędzi, które, w zależności od rodzaju i rozmiarów wykonywanych robót, muszą być w odpowiedniej ilości zawczasu przygotowane i dostarczone na miejsce budowy.

5. Zapotrzebowanie sił roboczych. Podstawą kalkulacji przy zestawianiu zapotrzebowania sił roboczych jest ilość i jakość robót, które mają być wykonane. Ważną w danym wypadku jest sprawa materiałowa, to jest zapewnienie na czas potrzebnych do budowy materiałów.

Kierownik budowy, otrzymawszy siły robocze, składające się z fachowców i zwykłych pomocników, wyznacza poszczególnym grupom i partjom ich pracę, przyczem rozdział pracy między poszczególnych szeregowych powinien być tak przeprowadzony, aby:

a) poszczególni fachowcy użyci byli do prac odpowiadających ich wyszkoleniu fachowemu;

b) poszczególne prace mogły być wykonane w odpowiednim czasie, zgodnie z właściwą kolejnością robót, przytem należy również zwracać uwagę na to, aby prace podjęte przy budowie, względnie odbudowie jednego względnie kilku mostów, znajdujących się na jednej i tej samej linii kolejowej, pozostawały ze sobą przez cały czas trwania budowy w ścisłym związku.

Ażeby móc poszczególne prace między poszczególne grupy i partje należycie rozdzielić (tak, aby wszystkie partje były jak najliczniej fachowo i równomiernie zatrudnione), należy:

1) dokładnie ustalić kolejność wykonywania poszczególnych prac;

2) znać z praktyki czas trwania pojedynczych prac.

Przy podziale prac należy zwracać baczną uwagę, ażeby skład poszczególnych partyj nie ulegał, o ile możliwości, częstym zmianom, t. j. aby jedni i ci sami szeregowcy, przydzieleni do wykonania pewnej, ściśle określonej roboty, nie byli od niej (w czasie trwania tej roboty) odrywani i przydzielani gdzie indziej. Ważne to jest ze względu na ciągłość i zmechanizowanie pracy, które przy budowie mostu powinny być bezwzględnie zachowane.

Przy dobrze wydanych zarządzeniach siły robocze będą należycie wyzyskane, a most w oznaczonym terminie wykończony.

Bardzo duże znaczenie posiadają przy takich budowach roboty wstępne, decydujące o sposobie odbudowy mostu i terminie jego ukończenia, jak oczyszczanie miejsca budowy z gruzu, dźwiganie opadłych pręseł mostu i t. d. Z tego powodu przy opracowywaniu programu roboty te należy wziąć pod uwagę.

Wybór rodzaju podpór zależy przede wszystkim od materiału, jaki się ma do rozporządzenia oraz od ilości sił roboczych, przydzielonych do budowy.

Poza tem przy wyborze rodzaju podpór ważną rolę odgrywa charakter przeszkody. To też przy przekraczaniu przeszkód niskich i szerokich w terenie suchym, bagnistym lub nad rzekami o niewielkiej głębokości wody, zaleca się budowę jarzm pojedynczych, jako najprostszych w wykonaniu.

Natomiast przy przekraczaniu przeszkód wysokich i wód głębokich zachodzi zwykle

6.
Roboty
wstępne
i budowa
podpór.

konieczność budowy podpór w postaci jarzm grupowych.

Zależnie od miejscowych warunków, a głównie od miejsca złożenia materiału, budowę podpór prowadzi się kolejno z jednego brzegu względnie z obu brzegów jednocześnie.

Przy budowie podpór w postaci jarzm pojedynczych należy przy mniejszej ilości podpór zabijać pale, o ile możliwości, we wszystkich jarzmach jednocześnie, zaś przy większej ilości podpór wyznaczać, zależnie od posiadanej ilości sił roboczych oraz kufarów, kilka partyj do bicia pali jednocześnie w kilku jarzmach.

Przed przystąpieniem do bicia pali dla wszelkiego rodzaju podpór należy dokładnie wyznaczyć miejsca zabicia poszczególnych pali, jak również podać wysokość każdego pala, czyli części naziemnej (nad terenem względnie punktem porównawczym), uwzględniając przytem pewien zapas wysokości na czop i ewentualne zniszczenie główicy pala. Zapas ten średnio przyjmuje się około 50 cm.

Całkowita długość pala zależna jest ponadto od części wbitej w ziemię, której wielkość zależy od jakości gruntu (gлина, piasek, bagno i t. d.), i którą można określić na podstawie wyników wbicia pala próbnego.

W razie braku odpowiednio długich pali należy stosować sztukowanie.

Kozły pojedyncze stosować można jako podpory dla mostów mniejszych rozpiętości

i wysokości (do 6 m), zależnie od wielkości obciążenia.

Przy budowie mostów leżajowych względnie rozporowych stosuje się jako belki główne:

- a) belki drewniane, proste lub złożone,
- b) dźwigary żelazne, wzgl. szyny kolejowe.

7.
Wykonanie
belek
głównych.

Wykonanie drewnianych belek złożonych, względnie użytych w mostach rozporowych, wymaga stosunkowo dużo pracy i czasu, a przede wszystkim dobrego materiału drzewnego i dobrych cieśli. Z tego też powodu stosuje się je rzadko przy budowie prowizorycznych mostów kolejowych.

Drewniane belki proste, aczkolwiek łatwe w wykonaniu, nie znajdują również szerszego zastosowania, gdyż mogą być użyte jedynie przy budowie mostów mniejszej rozpiętości (poniżej 10 m) i przepustów.

Dźwigary żelazne należy stosować natomiast w jak najszerszym zakresie, z tego względu, że nie wymagają one żadnych specjalnych przygotowań przed ich użyciem, to znaczy mogą być wbudowane zaraz po ich dostarczeniu na miejsce budowy. Ponadto mogą one być stosowane przy rozpiętościach powyżej 10 m.

Wykonanie drewnianych belek głównych rozpoczynać należy równocześnie z budową podpór, zwłaszcza wtedy, gdy belka główna jest belką złożoną, wymagającą dłuższej pracy.

O ile wykonanie wszystkich belek jednocześnie nie jest możliwe, wówczas poszczególne belki należy wykonywać w takiej ko-

lejności, w jakiej mają one być zaciągnięte na podpory.

8.
Układanie
toru na
moście.

Budowa toru na moście polega na ułożeniu na belkach głównych mostownic (podkładów poprzecznych) i szyn. Mostownice układa się albo w miarę ukończenia budowy poszczególnych przęseł, albo dopiero po założeniu belek głównych na całej długości mostu. Szyny przytwierdza się do mostownic w miarę ukończenia przymocowania tychże do dźwigarów.

Przy układaniu toru na moście należy uważać, ażeby styki szyn znajdowały się co najmniej w odległości 1 m od podpór.

Ułożony na moście tor musi być należycie połączony z nawierzchnią, znajdującą się po obu stronach mostu.

Pokrycie mostu dyliną, o ile most ma posiadać jezdnię dla przejazdu taboru i przemarszu ludzi, należy do robót końcowych, które się wykonywa w miarę ukończenia innych ważniejszych robót.

9.
Próba
obciążenia
mostu.

Każdy most musi być przed oddaniem go do użytku poddany próbie obciążenia. Obciążenie próbne przeprowadza się oddzielnie dla podpór, oddzielnie zaś dla belki głównej ciężarami, dla których most został obliczony. Po próbnem obciążeniu następuje próbna jazda przy stopniowo zwiększonej chyżości, poczem kierownik budowy względnie wyznaczona komisja rozstrzyga, czy most może być oddany do użytku.

Wynik obciążenia należy uważać za wystarczający:

a) dla podpór: o ile te obniżą się jedynie o wysokość, która powstanie z lepszego dopasowania wszelkich styków i połączeń pionowych pali danego mostu;

b) dla belki głównej: jeśli strzałka ugięcia nie wynosi więcej jak:

$$s = \frac{5 \tau W l^2}{48 E J} \quad (\text{w cm}).$$

W powyższym wzorze „E” jest współczynnikiem sprężystości, który wynosi: dla żelaza średnio 2000000, dla drzewa zaś średnio 100000 kg/cm², „W” oznacza moment oporu przekroju belki, „J” moment bezwładności tegoż, „τ” dopuszczalne natężenie na zginanie materiału belki. Wszystko w kg i cm.

Dla belek kratowych i belek blaszanych o zmiennym przekroju wzór ten przybiera w przybliżeniu następującą wartość:

$$s = \frac{8 \tau W l^2}{70 E J}$$

Dla belek drewnianych przy natężeniu $\tau = 90 \text{ kg/cm}^2 \dots s = \frac{1}{50} \cdot \frac{l^2}{h}$

Dla belek żelaznych przy natężeniu $\tau = 1000 \text{ kg/cm}^2 \dots s = \frac{1}{96} \cdot \frac{l^2}{h}$

(„s” w cm „l” i „h” w metrach).

Dla wojennych mostów kratowych skła-

danych teoretyczne ugięcie sprężyste oblicza się według wzoru:

$$\Delta = \frac{1}{64} \cdot \frac{ql^4}{EJ} \text{ (w cm)}$$

gdzie Δ oznacza strzałkę ugięcia sprężystego;

$q = p + g$ oznacza ciężar ruchomy i ciężar jezdni w kg na 1 cm b;

„ l ” oznacza rozpiętość mostu w cm;

„ E ” oznacza współczynnik sprężyst. żel., który wynosi $= 2000000 \text{ kg/cm}^2$;

„ J ” oznacza moment bezwładn. przekroju poprzecznego mostu w cm^4 .

Celem zmierzenia ugięcia belki głównej, przymocowuje się do pasa dolnego belki kratowej lub wogóle do belki głównej poziomo w środku rozpiętości listwę, która przesuwa się podczas ugięcia obciążanej belki względem drugiej listwy pionowej, utwierdzonej nieruchomo na prowizorycznej podporze lub na rusztowaniu, znajdującem się pod środkiem przesła. Rusztowanie to umożliwia zbliżenie się do punktu obserwacji i badanie zbliżka wielkości ugięcia belki głównej, które objawia się w przesunięciu pionowym ołówka względnie rylca przymocowanego do jednej z listew, podczas przejścia przez most ciężarów ruchomych.

Można również drogą zwykłej niwelacji stwierdzić wielkość ugięcia przesła, o ile istnieje wygodny i stały punkt obserwacji, t. j. należyte stanowisko dla instrumentu. W tym celu należy zrobić trzy odczyty, a mianowicie:

cie: przed obciążeniem, podczas i po obciążeniu.

Przy badaniu wielkości ugięcia belek głównych mostu stałego może znaleźć zastosowanie tablica № I.

T A B L I C A Nr. I.

Dopuszczalne wielkości ugięcia belek przy strzałce dodatniej.

P r z ę s ł o:	do 11 m		od 15—32 m		od 32 do 53 m	Powy- żej 53 m
Przy stosunku wysokości belki do rozpiętości	$\frac{h}{l} < \frac{1}{10}$	$\frac{h}{l} > \frac{1}{10}$	$\frac{h}{l} < \frac{1}{10}$	$\frac{h}{l} > \frac{1}{10}$		
Odształcenie chwilowe (sprężyste)	$\frac{1}{750} l$	$\frac{1}{1000} l$	$\frac{1}{1250} l$	$\frac{1}{1500} l$	$\frac{1}{1500} l$	$\frac{1}{1800} l$
Odształcenie stałe	$\frac{1}{4000} l$	$\frac{1}{4000} l$	$\frac{1}{4000} l$	$\frac{1}{5000} l$	$\frac{1}{5000} l$	$\frac{1}{5000} l$

Odształcenie chwilowe jest to różnica między odczytami przy niwelacji bezpośrednio przed obciążeniem (odczyt 1-szy) i podczas obciążenia (odczyt 2-gi).

Odształcenie stałe jest to różnica odczytów, stwierdzona przez niwelację bezpośrednio przed obciążeniem (odczyt 1-szy) i po obciążeniu (odczyt 3-ci).

W obu wypadkach należy uwzględnić osiadanie podpór.

Podczas oddania linii kolejowej władzom cywilnym należy protokółarnie ustalić stan obiektów oraz stwierdzić, jakie prace (uzupełniające) powinny być ewentualnie dodatkowo wykonane i przez kogo.

ROZDZIAŁ II.

OGÓLNE POJĘCIA O MOSTACH PROWIZORYCZNYCH.

10.
Typy mo-
stów pro-
wizorycz-
nych.

Do najbardziej rozpowszechnionych mostów, budowanych w czasie wojny przez saperów kolejowych, należą:

1. *mosty leżajowe.* Belki główne tych mostów mogą być albo drewniane (okrągłe, oflisowe, półoflisowe, prostokątne) albo żelazne (kształtówki, głównie dwuteówki jednolite lub złożone, szyny), przytem układa się je na podporach w dwóch grupach w odległości 1,5 — 1,80 m i usztywnia poprzecznie zapomocą stężeń drewnianych lub żelaznych. Rozpiętości, które temi mostami można przekraczać, wynoszą dla belek drewnianych średnio 6 m, dla belek żelaznych zaś 6 — 20 m.

2. *Mosty rozporowe.* Mosty te ustrojowo różnią się od mostów leżajowych tem, że belki główne tych mostów (drewniane) oparte są nietylko na podporach, ale również w jednym lub w kilku pośrednich punktach podparcia, stworzonych zapomocą zastrzałów. Charakterystyczną cechą tych mostów jest to, że oddziaływania belek głównych rozporowych są ukośne, a nie pionowe, jak w mostach leżajowych, wskutek czego starają się one podpory rozsunać.

Mosty rozporowe mogą być budowane do rozpiętości około 10 m.

3. *Składane mosty kratowe.* Są to mosty

żelazne, zbudowane poniekąd na wzór mostów kratowych stałych, posiadające kratę prostokątną i składające się z niedużej ilości przeważnie zamiennych części.

Do mostów tych należą, między innymi, mosty systemu „R. W.” i „K.”

Każdy most składa się z podpór i przęseł, dostosowanych ustrojem jezdni do rodzaju ruchu po moście.

Przęsłem mostu nazywa się konstrukcja, zapomocą której ciśnienie, wywołane wskutek obciążenia mostu, przenosi się na podpory.

Podpory mają za zadanie dalsze przeniesienie tego ciśnienia na grunt.

Przęsło mostowe składa się z:

- a) belek głównych (dźwigarów);
- b) konstrukcji poprzecznej i stężeń wiatrowych, łączących belki główne w jedną całość dźwigającą;
- c) jezdni.

Podpory mostu dzielą się na:

- a) podpory końcowe przy brzegach—przyczółki;
- b) podpory środkowe—filary.

Odległość między wewnętrznymi ścianami przyczółka i filara względnie między poszczególnymi filarami nazywa się światłem przęsła.

Suma wszystkich światel przęseł nazywa się światłem mostu.

Natomiast odległość między punktami podparcia belki głównej nazywa się teoretyczną rozpiętością przęsła.

11.
Części składowe mostów.

12. *Podpory mogą być drewniane, kamienne*
Podpory. i żelazne.

Do podpór drewnianych należą: jarzma, kozły, ściany rusztowaniowe, filary drewniane, klatki i skrzynie.

A. Jarzma.

a) Jarzma zwykłe (pojedyncze, podwójne i wielokrotne) stosuje się w gruncie mało wytrzymałym.

Każde jarzmo pojedyncze (rys. 1a, b, c, 2 a, b) posiada:

1) pewną ilość pali niosących (rdzennych), o średnicy „d” od 25 do 45 cm, umieszczonych pionowo i symetrycznie, możliwie pod belkami głównymi (dźwigarami). Ilość pali niosących w jarzmie zależy od wielkości ciśnienia na daną podpórę, które znowu zależy od rozpiętości mostu i wielkości obciążenia ruchomego i stałego, jak również od wysokości danej podpory;

2) dwa pale skrajne, usztywniające (zastrzałowe), o tej samej średnicy co i pale niosące, zabite przy pochyleniu 5:1 (pod kątem 70°);

3) kaptur (oczep) o przekroju 30×30 do 40×40 cm, łączący u góry wszystkie pale jarzma, zabite w jednym rzędzie, t. j. znajdujące się w jednej ścianie;

4) kleszcze poziome (przy jarzmach powyżej 5 m wysokości), składające się z 2-ch belek przekroju 30×10 do 30×15 cm, przy-mocowanych zapomocą śrub z obu stron do

poszczególnych pali, w połowie wysokości jarzma;

5) miecze, czyli belki o wymiarach 20×10 do 30×15 cm, biegnące po przekątnej po obu stronach jarzma (od prawego końca kaptura do lewego słupa, wzgl. do lewego końca kleszczy po jednej stronie jarzma, a po stronie drugiej odwrotnie).

Miecze jak również i kleszcze muszą dobrze przylegać do poszczególnych pali.

Na rys. 1 a, b, c, uwidocznione są stężenia podłużne jarzm między sobą, t. j. wzdłuż osi mostu.

Przy jarzmach podwójnych, zwłaszcza nasadzonych, nakrywające się pale poszczególnych ścian jarzma łączy się zapomocą kleszczyków u góry pod kapturem, u dołu przy kleszczach, oraz w razie potrzeby i możliwości pośrodku jarzma (rys. 15, 16).

Ze względu na trudność łączenia kleszczyków, i wogóle wszelkich zaciągów, ze słupami pionowymi zapomocą śrub, leżących w płaszczyźnie jarzma, stosowanie kleszczyków, jako stężenia jarzm w kierunku osi mostu, jest ograniczone. W razie konieczności zastosowania tych kleszczyków, połączenie ich z palami pionowymi uskutecznia się zapomocą śrub skośnych.

b) *Jarzma nasadzone.* Przy budowie podpór wysokich zachodzi potrzeba stosowania zamiast jarzm zwykłych—jarzm nasadzonych (rys. 15, 16, 17). W jarzmach nasadzonych dolne jarzmo może być doprowadzone do właściwej wysokości albo przez sztukowanie

poszczególnych pali (zapomocą nakładki stojącej, wykonanej na długości 3 d) albo też przez umieszczenie na jarzmie kozła odpowiedniej wysokości. Kozioł ten opiera się wówczas swoją podwaliną na kapturze jarzma.

W niektórych wypadkach podwalina i kaptur mogą być wspólne, a nawet może ich nie być wcale; w tym wypadku pale jarzma nasadzonego są przedłużeniem pali dolnych (sztukowanie w jednej wysokości) i są ujęte kleszczami (rys. 18 i 19). Miejsce sztukowania jarzma musi się znajdować co najmniej na wysokości 0,5 m nad średnią wodą.

Poszczególne pale, względnie słupy w jarzmach nasadzonych, wielokrotnych łączy się ze sobą kleszcznikami, podobnie jak w jarzmach zwykłych.

c) *Przyczółki*. Jarzma skrajne każdego mostu, w odróżnieniu od jarzm stanowiących podpory środkowe, nazywają się jarzmami przyczółkowymi, lub krócej, *przyczółkami*.

Jarzma przyczółkowe stanowią podpory skrajne i mają za zadanie połączenie mostu z brzegiem (z nasypem).

Istnieją 2 zasadnicze typy jarzm przyczółkowych:

1) przyczółek pojedynczy, składający się ze zwykłego jarzma, które służy jednocześnie jako ścianka oporowa dla nasypu (rys. 3 a, b);

2) przyczółek złożony, składający się z 2-ch oddzielnych jarzm, z których jedno służy jako podparcie belki głównej, a drugie jako ścianka oporowa dla nasypu (rys. 4 a, b, rys. 5 a, b, c).

Połączenie wysokich nasypów z mostem uskutecznia się zapomocą przyczółka niejako wielokrotnego, składającego się z kilku zwykłych jarzm, znajdujących się częściowo w czołowej skarpie przylegającego nasypu. W tym wypadku parcie ziemi prawie nie istnieje, wobec czego nie zachodzi potrzeba budowy ścianki oporowej (rys. 20 b).

d) Rozkład partji i czas trwania budowy jarzma zależy od:

1) rodzaju kafara, przeznaczonego do zabijania pali,

2) rodzaju gruntu, w jakim poszczególne pale, względnie jarzma, mają być zabite,

3) ilości pali, jaką posiada dane jarzmo.

Tablica Nr. II zawiera dane, na których podstawie można w przybliżeniu określić wielkość partyj roboczych oraz czas, potrzebny do budowy jarzm w różnych warunkach terenowych i przy użyciu różnych typów kafarów.

e) Głębokość zabicia pali. Poszczególne pale muszą być zabite tak głęboko, aby ich obniżenie się (e) przy ostatniej serji uderzeń (30 uderzeń) nie przekraczało wielkości, wyrażonej wzorem:

$$e = 25 \cdot \frac{Q^2 \cdot h}{(Q+q) \cdot P \cdot m} \quad (\text{w cm})$$

W powyższym wzorze „e” oznacza zagłębienie pala w cm, „Q” ciężar baby (młota) w kg, „P” ciśnienie, które pal ma udźwignąć w kg, „m” współczynnik pewności ($m=4$), „h” wysokość wzniesienia baby (młota) w cm i „q” ciężar pala w kg.

f) *Dziennik bicia pali.* Podczas zabijania pali należy prowadzić dzienniki bicia pali. Dzienniki te należy prowadzić dla każdego pala oddzielnie, według wzoru uwidocznionego na tablicy Nr. III.

B. Kozły.

W odróżnieniu od podpór nieprzenośnych, jakimi są jarzma, które buduje się tam, gdzie grunt jest mało wytrzymały oraz gdzie prąd wody może każdą inną podporę podmyć i unieść ze sobą, podpory złożone z kozłów mogą być zastosowane tylko tam, gdzie grunt jest odpowiednio wytrzymały lub gdzie nie zachodzi obawa podmycia podpór, składających się z kozłów, a zatem na gruncie skalistym, na resztkach muru, na zabezpieczonych narzutach kamiennych, na jarzmach i t. d.

Każdy kozioł (rys. 6 a, b, c, d) składa się z:

1) odpowiednio długiej podwaliny o przekroju 30×30 do 40×40 cm;

2) pewnej ilości słupów pionowych (niosących), rozstawionych w ten sposób, by obciążenie przypadające na poszczególne słupy było jednakowe (wysokością słupa w kozle zwie się odległość między nasadami czopów; przy wyznaczaniu długości słupa dla kozła należy do wysokości jego w kozle dodać wysokość 2-ch czopów);

3) dwóch słupów zastrzałowych, pochyłonych do podstawy w stosunku 5:1;

4) kaptura o tym samym przekroju co i podwalina.

Stąd wysokością kozła będzie odległość

między stopą podwaliny a górną powierzchnią kaptura (na rys. 6, wymiar „H”).

Słupy, względnie zastrzały, połączone są z podwaliną i kapturem zapomocą czopów oraz klamer (szponów), chomąt, taśm, łubków i gwoździ.

Każdy kozioł otrzymuje po obu stronach miecze, biegnące po jego przekątnej, podobnie jak przy jarzmach. Ponadto kozły wyższe (od $\frac{1}{4}$ do 10 m) muszą być wzmocnione kleszczami w połowie, względnie na wysokości $\frac{1}{3}$ i $\frac{2}{3}$ całkowitej wysokości kozła (rys. 8 a, b, 9 a, b). Kleszcze, jak i miecze, przymocowuje się do słupów śrubami o średnicy 15 mm.

Na rys. 6 a, b (typ I i II) uwidocznione są stężenia podłużne kozłów między sobą t. j. biegnące wzdłuż osi mostu. Rys. 7 a, b przedstawia kozioł wzmocniony o większej ilości słupów niosących.

Większą ilość kozłów, ustawionych obok siebie, łączy się w kozły wielokrotne zapomocą wsuniętych między nie belek: pod kapturem, w środku i nad podwaliną (rys. 12 a, b—„kozioł bliźniaczy” i rys. 13 a, b—„kozioł bliźniaczy piętrowy”). Połączenie kozłów wielokrotnych osiąga się także zapomocą kleszczyków, t. j. krótkich kleszczy, biegnących wzdłuż osi mostu (rys. 16).

C. Ściany rusztowaniowe.

W wieloprzęśłowych mostach leżajowych o znacznej wysokości kozły ustawia się jeden na drugim (rys. 10 a, b — „kozioł górnego piętra” i rys. 11 „kozioł dolnego piętra”).

filara") oraz w odpowiedniej odległości obok siebie. Poszczególne kozły w każdej w ten sposób utworzonej *ścianie rusztowaniowej* muszą być tak zbudowane, aby słupy pionowe, jak i słupy stężające, przebiegały od góry do dołu w jednej linii, prostej pionowej, względnie pochyłej (rys. 20 a).

Kozły poszczególnych pięter łączy się ze sobą zapomocą śrub pionowych o średnicy 25 mm, przechodzących przez podwalinę kozła wyższego i kaptur kozła niższego.

Poszczególne ściany rusztowaniowe muszą być ze sobą połączone zapomocą zaciągów i mieczy podłużnych, drewnianych (rys. 20 a, b).

D. Filary drewniane.

Dla podparcia większych przęseł mostów kratowych jak również w razie konieczności budowy podpór wysokich, używa się tak zwanych *filarów drewnianych*, naogół dwojakiego rodzaju.

Konstrukcja tych dwóch rodzajów filarów polega na tem, że:

1) pewna ilość kozłów pionowych, ustawionych obok siebie w odległości średnio 45—60 cm, prostopadle do osi mostu, wraz z dwoma skrajnymi kozłami, pochyleniemi względem kozłów pionowych w stosunku 1:5 lub 1:3, połączona jest u góry i u dołu kleszczami i kleszczykami, tworząc tem samem ściętą piramidę, (rys. 21, 24). Równolegle leżące podwaliny kozłów spoczywają na belkach względnie kapturach fundamentu z pali,



T A B L I C A N r. II.

L. P.	Rodzaj kafara:	Ciężar baby (w kg)	Możliwe (dopuszczalne) wznie- sienie baby (w m)	Liczba uderzeń na minutę	Ilość szerego- wych, potrzebn. do obsługi kafara	Całkowita suma długości zabicia poszczególnych pali w ciągu dnia roboczego (w metrach)			U w a g a :
						w gruncie twardym, zbitym, gliniastym:	w gruncie średnio- gliniastym:	w gruncie miękkim, zwykłym:	
1	Kafar drewniany, saperski.	250	1—1,5	12	18	8	18	28	
2	Kafar żelazny, rurowy.	300	1—1,5	12	21	10	22	34	
3	Kafar maszynowy z dźwigiem paro- wym o łańcuchu bez końca.	800—1600	6	10-1	5	49	86	109	
4	Kafar o bezpo- średnim działa- niu pary.	800 i więcej	0,8—1	40-80	6	86 ¹⁾	149 ¹⁾	187 ¹⁾	

¹⁾ Dane te są teoretyczne. Praktycznie wy-
dajność kafara jest o 40—50% mniejsza.

TABLICA Nr. III.

<u>Dziennik bicia pali.</u>			
Dnia	19	r.	
Podpora Nr. II.			
     			
     	1	2	
<u>Pal Nr. 1.</u>			
Długość pala przed zabiciem: 8,2 m			
Średnica pala: 35 cm			
Zaostrzenie i okucie: . czworościenne z trzewikiem			
Kafar: żelazny (rurowy):			
Ciężar baby (młota): 300 kg			
Średnia wysokość wzniesienia baby: . . . 1,20 m			
Dopuszczalne największe obniżenie się			
pala po ostatniej serii uderzeń: . . . 20 mm			
Numer serji uderzeń:	Ilość uderzeń w serji:	Zagłębienie się pala pod- czas jednej serji ude- rzeń:	U w a g i.
1	30	48 cm	Wynik dosta- teczny.
2	30	30 cm	
i t. d.			
15	30	1,8 cm	
<u>Pal Nr. 2</u>			
i t. d. jak wyżej.			
Podpis kmdta partji.			

zaopatrzonych w kaptury, biegnące prostopadle do podwalin poszczególnych kozłów. Dolne kozły filarów zakotwione są we wspomnianym fundamencie, względnie zabetonowane w płycie betonowej, na której spoczywają. Górne kozły filarów połączone są wpoprzek krótkimi belkami rusztowymi, na których to belkach spoczywają dopiero ławy łożyskowe;

2) pewna ilość kozłów pionowych i prostopadłych do osi mostu skrzyżowana jest z kozłami niepełnymi (bez pali niosących), ustawionymi pod belkami głównymi w kierunku osi mostu. Całość stężona jest zapomocą kleszczy, kleszczyków i mieczy (rys. 23).

Do typu filara mieszanego należałoby zaliczyć filar przedstawiony na rys. 22.

a) *Połączenia słupów względnie pał z kapturem, względnie podwaliną* uskutecznia się zapomocą czopa prostego (rys. 14 d, e). Czop jest to wyrobiona na jednym lub na obu końcach część słupa względnie pala, posiadająca kształt graniastosłupa prostego o wysokości $h = \frac{1}{3}$ średnicy pala, lub około $\frac{1}{2} H$, t. j. $\frac{1}{2}$ wysokości kaptura lub podwaliny (średnio 10 cm), grubości $g = \frac{1}{3}$ szerokości kaptura lub podwaliny, względnie $\frac{1}{4}$ średnicy pala (średnio 8 cm) oraz długości $d = 20$ cm (średnio).

Czop wchodzi w gniazdo wyżłobione w kapturze lub podwalinie, posiadające te same wymiary co i czop. Dla lepszego połączenia kaptur wraz ze słupem ściągnięty jest w miejscu ich przylegania z obu stron odpowiednimi kłami.

Połączenie 2-ch słupów względnie pali między sobą w pozycji stojącej (przedłużenie) osiąga się zapomocą nakładki prostej, która powstaje przez zaciosanie obu pali na odpowiednich końcach, na długości 3 — 4 d i grubości $\frac{1}{2}$ d. Miejsce połączenia pali opasuje się dwiema obręczami, ściąganiem zapomocą śrub, w odległości około $\frac{1}{2}$ d od końców słupów (rys. 14 h).

Połączenie pala względnie słupa pionowego z palem (słupem) skośnym osiąga się zapomocą wrębu. Zacios pala stojącego wykonywa się w kształcie trójkąta (1 — 2 — 3) w profilu (rys. 14 f), którego boki pochylone są podług dwusiecznej kątów oparcia pala skośnego o pal pionowy. O ile, ze względu na nachylenie, wręb wypadłby za głęboki, wówczas zacios wykonywa się w sposób uwidoczniiony na rys. 14 g, t. j. w kształcie trapezu. Oba pale w miejscu połączenia ściąga się mocno odpowiednimi śrubami. Połączenie słupa skośnego z podwaliną przedstawione jest na rys. 14 i.

Rys. 14 od j—p przedstawia różnorodne odmiany podobnych połączeń.

b) Wykonywanie kozłów. Przed przystąpieniem do budowy kozłów należy przygotować niedaleko miejsca budowy odpowiedni warsztat (rys. 14 a, b, c).

Warsztat ten składa się z 2-ch lub 3-ch belek prostokątnych, ułożonych równolegle i w jednym poziomie w takiej odległości, aby oddalenie zewnętrznych boków dwóch skrajnych belek równało się długości poszczególnych słupów w kozle, mierzonej między podwaliną i kapturem (a więc bez czopów). Równoległość skrajnych belek osiąga się

w następujący sposób: oznacza się najpierw na obu belkach dokładny środek, odmierza od wyznaczonego w ten sposób środka w obie strony na każdej belce jednakową odległość (np. 2 m), a następnie mierzy się po przekątnej odległości między obu belkami w oznaczonych w powyższy sposób miejscach. O ile odległości te są jednakowe, wówczas obie belki ułożone są równolegle. Następnie oznacza się na skrajnych belkach (zapomocą ołówka ciesielskiego lub przez nacięcie piłą) położenie poszczególnych słupów w koźle (zarys kozła).

Po wykonaniu tego układu się na warsztacie, w oznaczonych miejscach, poszczególne słupy i przymocowuje je lekko do belek skrajnych dwiema klamrami, poczem odmierza się na każdym słupie od zewnętrznych ścian belek skrajnych miarę, odpowiadającą długości czopów (średnio 10 cm). Przy dokładnem wykonaniu wszystkich tych prac kreślone ołówkowe, względnie nacięcia, oznaczające końce słupów (z uwzględnieniem czopów) znajdować się będą na jednej linii, równoległej do skrajnych belek warsztatu. Po dokładnem odmierzeniu długości wszystkich słupów (t. j. długości razem z czopami) obcina się je (np. $H = 6,80$ m, rys. 14 b), następnie zaś przystępuje się do wykonania samych czopów. W tym celu należy na obciętych równo czołach słupów wyznaczyć dokładnie, zapomocą poziomnicy oraz węgielnicy cały zarys czopów. Po wykonaniu wszystkich czopów sprawdza się ponownie dokładnie, czy poszczególne słupy leżą na warsztacie we wła-

ściwej odległości, odpowiadającej położeniu poszczególnych słupów w kozle, poczem przykłada się wzdłuż końców czopów po obu stronach listwy, na których oznacza się ołówkiem położenie czopów, którym odpowiadać muszą na podwalinie odpowiednie gniazda.

Po wykonaniu gniazd zakłada się na słupy podwalinę i kaptur, następnie zaś przymocowuje się zapomocą śrub, do słupów w odpowiednich miejscach miecze oraz ewentualnie kleszcze.

Po całkowitem zestawieniu kozła oznacza się na podwalinie oraz na kapturze (na całym obwodzie) dokładny środek kozła.

O ile kozioł ma być transportowany na miejsce wbudowania w stanie rozebranym, wówczas poszczególne części składowe kozła oznacza się specjalnemi znakami, by w ten sposób umożliwić szybkie złożenie całego kozła na właściwym miejscu.

c) Czas wykonania kozłów. Tablica Nr. IV zawiera dane orjentacyjne co do czasu trwania budowy rozmaitych kozłów.

d) Przewóz kozłów na miejsce wdudowania odbywa się albo ręcznie, albo zapomocą wałków, galarów, żorawi i t. p.

Kozły cięższe mogą być też przewieszone na właściwe miejsce w stanie rozebranym i tam dopiero złożone.

e) Ustawianie kozłów. Ustawianie kozłów odbywać się może zależnie od okoliczności, według następujących sposobów:

1) z pozycji leżącej. Podniesienie kozła z pozycji leżącej skutecznia się zapomocą liny i wielokrażka. W tym celu wielokrażek przy-

TABLICA Nr. IV.

Typ kozła:	Potrzebna ilość godzin ludzi:	Czas trwania pracy przy najkorzystniejszym rozdziale sił roboczych:	
		Potrzebna ilość saperów (robotników):	Czas trwania roboty w godzinach:
I 	12,5	4	3
II 	17,5	4	4 ¹ / ₂
III 	20	6	3 ¹ / ₂

mocowuje się zapomocą lin z jednej strony do kaptura, a z drugiej strony do jakiegoś wyższego punktu stałego, następnie zaś ciągnie się za linę wielokrażka dopóty, aż kozioł stanie pionowo.

Podczas podnoszenia kozła należy przytrzymywać podwalinę, by ta się nie posuwała, jak również uważać, by kozioł nie przechylił się poza linę pionową, gdyż mogłoby to spowodować przewrócenie się kozła. W tym celu należy uwiązać do kaptura linę, zapomocą której równoważy się kozioł w jego położeniu pionowym;

2) *przez nasunięcie.* Zesuwanie kozła po równi pochyłej powinno się odbywać przy pomocy odpowiednich lin i z należytą ostrożnością. O ile podwalina kozła nasuwanego oprze się mocno w miejscu podparcia, np. na kapturze ustawionego już kozła, wówczas należy kozioł

zabezpieczyć przed ewentualnem zesunięciem się, a następnie zapomocą liny, umocowanej na kapturze, ustawić go do pionu i zabezpieczyć w tem położeniu;

3) *przez stopniowe składanie części kozła rozebranego*. Sposób ten polega na tem, że nie ustawia się całego kozła naraz, a składa się go stopniowo, ustawiając kolejno poszczególne jego części, a więc wpierw podwalinę, następnie pojedyncze słupy, a wkońcu kaptur oraz stężenia. Poszczególne słupy należy po ich ustawieniu zabezpieczyć przeciwko wywróceniu się zapomocą desek.

E. Zręby—skrzynie.

Zręby czyli skrzynie stosuje się naogół rzadko, gdyż wymagają one stosunkowo dużo czasu oraz materiału na ich wykonanie.

Zręby składają się z wieńców z drzewa okrągłego (bierwion), ułożonych jeden na drugim w formie graniastosłupa i wypełnionych narzutem kamiennym.

Skrzynie o większych rozmiarach dzieli się i wzmacnia zapomocą ścianek pośrednich i pionowych kleszczy (rys. 25 a, b).

F. Klatki.

Do najprymitywniejszych podpór, najczęściej stosowanych przy budowie mostów, należą klatki (rys. 26 a, b), wykonane z podkładów, które się układa warstwami jedna na drugiej. W pierwszej dolnej warstwie układa się podkłady jeden obok drugiego tak, żeby do siebie ściśle przylegały. W następnych, wyż-

szych warstwach, podkłady układa się albo jeden obok drugiego (jak w warstwie najniższej), albo pozostawia się między poszczególnymi podkładami odstęp na szerokość podkładu, przyczem podkłady poszczególnych warstw układa się prostopadle do siebie. Dolna warstwa podkładów spoczywać musi na dokładnie wyrównanym gruncie, przyczem wszystkie podkłady muszą przylegać całą swoją dolną powierzchnią do podłoża, oraz leżeć w jednym poziomie. W tym celu podkłady najniższej warstwy powinny być należycie obrobione oraz muszą posiadać jednakową wysokość. Nierówności poszczególnych podkładów w warstwach wyższych wyrównywa się albo przez przyciosanie podkładów w odpowiednich miejscach, albo też przez podłożenie pod podkłady odpowiedniej grubości deseczek lub klinów. Wyrównanie to powinno być bardzo starannie wykonane, aby podkłady opierały się — w miejscach ich przylegania — jeden na drugim na całej powierzchni przylegania oraz, aby poszczególne warstwy leżały w jednym poziomie. Ponadto dla stworzenia jednej całości łączy się podkłady dwóch sąsiednich warstw zapomocą klamer płaskich lub krzyżowych (rys. 26). Klatki należy układać tak, aby podkłady górnej warstwy leżały w kierunku podłużnej osi mostu; wówczas ławy łożyskowe będą spoczywać na wszystkich podkładach górnej warstwy.

Ogromną zaletą klatek jest możność stopniowego, ustawicznego powiększania ich wysokości, co posiada wielkie znaczenie przy podnoszeniu mostów (rys. 25 a, b, 26 a, b).

Klatki mogą być budowane do wysokości 15 m. Przy osiągnięciu tej wysokości tracą one jednak bardzo na sztywności, chwieją się mocno (muszą być więc bardzo silnie stężone), osiadają znacznie, a ponadto wymagają ogromną ilość podkładów. Z tych też powodów nie powinno się stosować tak wysokich klatek, jako podpór mostu kolejowego, normalnotorowego.

G. Podpory kamienne.

Podpory kamienne stosuje się przy przewizorycznej odbudowie mostu tylko wówczas, o ile to jest ułatwione ze względu na pozostałe resztki podpór kamiennych. W tym wypadku zdejmuje się górną, naruszoną warstwę muru kamiennego, a na wyrównanej w ten sposób powierzchni nadbudowuje się daną podporę do potrzebnej wysokości.

Podpór kamiennych (betonowych) używa się również wówczas, gdy chodzi o stworzenie solidnego podłoża dla podpory drewnianej. Wtedy podpora kamienna (betonowa) stanowi płytę, grubości 0,5 — 1 m, o powierzchni, której wielkość zależy od wielkości podstawy podpory. W płycie tej zabetonowuje się w położeniu poziomym szyny z przechoźcami przez nie i wystającymi ponad powierzchnię płyty specjalnymi kotwami lub śrubami, które służą do przymocowania podwaliny kozłów do wspomnianej płyty (rys. 24 b).

Belki główne mają za zadanie przenosić ciężar własny mostu jak również ciężary ruchome na podpory. Jako belek głównych używa się: belek pojedynczych, wzmocnionych, wiązek szyn, kształtówek (dźwigarów) i belek kratowych żelaznych.

13.
Belka główna wraz z konstrukcją poprzeczną.

A) *Belki pojedyncze.* Belki pojedyncze wyrabia się z drzewa kantowego lub okrągłego.

Przekrój poprzeczny belek kantowych zależny jest od rozmiarów (średnicy) drzewa okrągłego, z którego są one wykonane.

Najekonomiczniejsze wyzyskanie materiału drzewnego przy obróbce okrągłaków na belki kantowe uzyskuje się wówczas, gdy stosunek podstawy (b) do wysokości (h) przekroju belki kantowej wynosi 5:7, lub 3:4.

Zamiast belek kantowych mogą być użyte również belki półoflisowe względnie oflisowe, t. j. belki okrągłe, ociosane z jednej (u góry) względnie z dwóch stron (u dołu i u góry).

Belki półoflisowe spoczywające na podporach, muszą być nadto w miejscach przylegania do podpory również ociosane.

O ile belki główne (dźwigary) składają się z kilku belek pojedynczych, ułożonych jedna na drugiej, wówczas wszystkie belki muszą być przyciosane w miejscach ich przylegania.

Szerokość górnej powierzchni belek przyciosanych musi wynosić $\frac{1}{3}$ część średnicy danej belki okrągłej, zaś szerokość powierzchni belek przyciosanych w miejscach ich przylegania do podpory $\frac{1}{2}$ d.

Przy składaniu belek głównych (dźwigarów) z belek pojedynczych należy trzymać się tej zasady, ażeby je łączyć o ile możności w dwie zwarte grupy i umieszczać w miejscach działania sił ruchomych, t. j. pod szynami, względnie przy większej ilości belek pojedynczych, dla zmniejszenia wysokości dźwigarów głównych, rozdzielać symetrycznie na podporach (rys. 27 do 36).

Przy grupowaniu belek pojedynczych należy mieć na względzie możliwość łatwego i prostego stężania belek pojedynczych w poszczególnych dźwigarach głównych, jak również dźwigarów głównych między sobą. Połączenie belek pojedynczych poszczególnych dźwigarów w kierunku poziomym i pionowym skutecznia się zapomocą odpowiednio długich śrub. Śruby przechodzące przez poszczególne belki w kierunku pionowym obejmują ponadto mostownice oraz ewentualnie też podciąg, usztywniające dźwigary główne od spodu (rys. 27 a, b).

Belki pojedyncze, ułożone jedne na drugich, łączy się prócz tego między sobą klamrami, zabitemi w dwie sąsiednie belki w kształcie litery „V“, przyczem klamry te umieszcza się w pobliżu podpory gęściej, niż na pozostałej długości belek, ze względu na większe siły tnące (pionowe i poziome), występujące na podporach i w ich pobliżu.

Dźwigary główne, dłuższe niż 4 m, usztywnia się poprzecznie zapomocą podciągów, t. j. belek drewnianych tych samych rozmiarów co i mostownice, umieszczonych pod spodem dźwigarów w odległości 2 do 3 m jedna

od drugiej i połączonych zapomocą śrub pionowych wraz z mostownicami oraz dźwigarami głównymi. Ponadto dźwigary usztywnia się między sobą nad podporami, oraz w razie potrzeby pośrodku, zapomocą krzyży usztywniających, ewentualnie klocków, połączonych z dźwigarami zapomocą śrub poziomych (rys. 27 b).

Przy wieloprzęśtowych mostach belki sąsiednich przęseł układa się tak, aby znajdowały się one albo w jednej linii, zwrócone do siebie czołami, (rys. 20 b, 35,) albo też, aby się na podporach przechwytywały. (rys. 39, 40).

B) Belki klockowe. Belki klockowe składają się z 2—4 belek drewnianych, pojedynczych, ułożonych jedna nad drugą i połączonych między sobą zapomocą specjalnych klocków wstawionych między wspomniane belki, i ściągniętych zapomocą śrub (rys. 35). Belki klockowe mogą być użyte do większej rozpiętości, aniżeli belki drewniane pojedyncze; ponadto mają one tę zaletę, że materiał drzewny, z którego są wykonane lepiej jest wyzyskany, aniżeli przy belkach pojedynczych. Ponieważ jednak belki klockowe wymagają bardzo starannego wykonania oraz doborowego materiału, stosuje się je przy budowie mostów prowizorycznych bardzo rzadko.

C) Belki z szyn (wiązki szyn). W razie braku drzewa można użyć jako belek głównych również szyn kolejowych normalnych, cięższych typów. Szyny układa się wówczas na podporze na specjalnej płycie żelaznej, względ-

nie na kształtówce. Odpowiednia ilość szyn, ułożonych jedna obok drugiej, naprzemian raz stopką nadół, a drugi raz odwrotnie, stanowi *wiązkę szyn*. Poszczególne szyny w wiązkach szyn (belkach głównych), jak również belki główne między sobą łączy się i usztywnia zapomocą klocków i podciągów, podobnie jak przy belkach pojedynczych (rys. 36).

Ze względu jednak na mały moment bezwładności szyny i powstające wskutek tego wielkie ugięcia i drgania podczas przejścia ciężarów ruchomych, szyny używać można jako belki główne tylko z konieczności i to jedynie przy mostach o małych rozpiętościach (do 4 m).

D) Dźwigary żelazne. Dźwigarów żelaznych używa się jako belek głównych przy budowie mostów prowizorycznych bardzo często, ze względu na łatwość ich użycia i wynikającą stąd znaczną oszczędność na czasie. Najczęściej używane dźwigary posiadają kształt dwuteówek (I) o wysokości od 35 — 100 cm (rys. 28 do 34 c, 36 c).

Dźwigary układa się na podporach tylko w 2-ch grupach, symetrycznie pod szynami, przyczem poszczególne grupy mogą być od siebie oddalone o 1, 5 m—2 m (przy użyciu pojedynczych dźwigarów jako belek głównych), względnie 1,5 m (oprzy użyciu podwójnych lub potrójnych dźwigarów jako belek głównych). Ilość kształtówek w jednym prześle musi wynosić liczbę parzystą. Największa ilość kształtówek w jednym prześle nie może

przekraczać 8 dźwigarów (2 grupy po 4 dźwigary).

Tablica Nr. V zawiera dane dotyczące sposobu rozmieszczenia w poszczególnych prowizorjach różnych typów dźwigarów.

Poszczególne dźwigary układa się albo wprost na podporze, albo za pośrednictwem płyty żelaznej, którą przytwierdza się śrubami do kaptura.

Pojedyncze dźwigary w poszczególnych grupach, jak również 2 grupy między sobą łączy i stęża się zapomocą klocków oraz krzyży usztywniających, jak również zapomocą podciągów (rys. 24 b).

Wspomniane usztywnienie stosować należy tylko wówczas, gdy brak jest gotowych stężeń żelaznych (rys. 28 do 33).

Kształtówki umożliwiają budowę mostów prowizorycznych do rozpiętości 20 m. Przy mostach wieloprzęślowych dźwigary sąsiednich przęseł układa się na podporach jeden za drugim w jednej linji (rys. 34 a), albo też w ten sposób, że przechwytyują się one na podporach (rys. 40).

Do nasuwania dźwigarów cięższych służą zwykle szyny, użyte w takiej ilości, by mogły udźwignąć ciężar przesuwanego dźwigara. Nasunięcie szyny jako dźwigara lżejszego, nie nastrecza większych trudności. Szynę, do której przedniego końca jest uwiązana lina, zaciąga się na przeciwległą podporę, przyczem wystający koniec podtrzymuje się tą samą liną do góry.

W ten sposób zaciąga się na przęsło na-

14.
Nasuwanie
dźwigarów
na most
wieloprzę-
słowy,
leżajowy.

TABLICA Nr. V.

Typ kształtówek (dźwigarów)		Użyteczna długość dźwigarów	Ilość dźwigarów w jednym przęśle
wysokość	długość		
50 cm	8,8 m	8,3 m	4 szt.
50 „	10,5 „	10,0 „	4 „
50 „	11,2 „	10,7 „	6 „
50 „	12,5 „	12,0 „	6 „
60 „	7,5 „	7,2 „	4 „
60 „	7,5 „	7,1 „	4 „
60 „	10,5 „	10,0 „	4 „
62,5 „	8,5 „	8,0 „	4 „

stępną szynę. Szyny przybija się na końcach obustronnie hakami dla zabezpieczenia ich przeciwko wywrotowi i przesunięciu podłużnemu.

Dźwigary dostarcza się do miejsca nasuwania przy pomocy wałków, t. j. zwykłych okrągłaków 0,80 do 1, 20 m długości i 20 do 25 cm grubości.

a) Pierwsze stadjum nasuwania.

I. Na pierwszym przęśle zaciągnięte są szyny; dźwigar dosunięty jest do przęsła.

Pierwszy dźwigar przesuwają się naprzód w pozycji leżącej przy pomocy wspomnianych wyżej wałków w ten sposób, ażeby jak najdłużej opierał się na tych wałkach. Wskutek tego przednia część dźwigara wznosić się będzie jakiś czas ponad szynami.

Skoro jednak przednia część nasuwanego dźwigara zacznie przeważać i nachylać się ku szynom, wtedy przez uniesienie tylnej części dźwigara, należy łagodnie i dokładnie umieścić przód dźwigara na szynach, a wreszcie przesunąć ręcznie od tyłu cały dźwigar tak daleko naprzód, aż jego przednia część uzyska zupełną przewagę. Od tej chwili dźwigar sunie się w dalszym ciągu naprzód tylko przy pomocy liny z przeciwległego brzegu, względnie z przeciwległej podpory. Szybkość sunięcia dźwigara reguluje się przy pomocy liny z przyległej podpory.

Opuszczanie tylnego końca dźwigara na szynę poziomo leżącą uskutecznią się przez zsuniecie tegoż końca po równi pochyłej (z krótkich kawałków szyn, beleczek drewnianych i t. d.), zabezpieczającej oczep jarzma oporowego od uszkodzenia, na wałek o jak najmniejszej średnicy, ułożony na szynach tuż przy równi pochyłej.

Zsuniecie tylnego końca dźwigara z wałka na szynę uskutecznią się przez dalsze pociągnięcie dźwigara wprzód.

Dokładne wyregulowanie podłużnego położenia dźwigara uskutecznią się przez pociągnięcie dźwigara liną wstecz.

Następnie nasuwa się na pierwsze prze-

sło w ten sam sposób drugi dźwigar, który układa się tuż obok pierwszego dźwigara. Przy nasuwaniu drugiego dźwigara rolę szyn spełnia dźwigar na pierwsze przeszło już nasunięty.

Po tej czynności należy wysunąć z pod pierwszego dźwigara szyny, przesuwając je na przeszło drugie, by tam stworzyć nowy pomost pomocniczy dla dźwigara trzeciego. Wyjęcie tych szyn uskutecznia się przez podniesienie dźwigara na obu końcach i podłożenie pod niego z obu stron odpowiednich kłóców. Następnie uwiązuje się linę do przedniego końca szyny i wyciąga ją z pod dźwigara. Ażeby jednak koniec tylny szyny nie opadł wdół, skoro straci punkt oparcia na przyczółku, szynę wspiera się na przesuwalnym pierścieniu, stworzonym z łańcucha, zawieszono go na samym dźwigarze.

Szyna przesuwana do przodu opiera się z początku tylnym końcem na zawieszonym łańcuchu. Z chwilą gdy przednia część szyny zacznie przeważać, jej tylny koniec oprze się o ściankę dźwigara, co zabezpieczy szynę przed upadnięciem przy dalszem jej wyciągnięciu. Po przesunięciu szyn na drugie przeszło zabezpiecza się je przeciwko wywrotowi i przesunięciu zapomocą haków, którymi przytwierdza się je do kaptura.

b) Drugie stadium nasuwania.

II. Na pierwszym przeszle założone są dwa dźwigary, zaś na

drugiem przęśle zaciągnięte są szyny.

Z pod pierwszego dźwigara usuwa się klocki. Następnie umieszcza się pod przednim końcem pierwszego i drugiego dźwigara deskę o grubości 2 — 3" tak, aby dźwigary te w tem miejscu wznosiły się nieco ponad następne dźwigary, które spoczną bezpośrednio na tej samej podporze w drugim przęśle. Następnie nasuwa się dźwigar trzeci. Dźwigar ten sunie się w pozycji leżącej, w pierw po 2-ch dźwigarach ułożonych w pierwszym przęśle, a następnie (w przęśle drugim)—po szynach. — Przesunięcie to wykonywa się jak poprzednio przy pomocy uwiązanych lin i za pomocą rąk.

Następnie podnosi się dźwigar ułożony w drugim przęśle, opiera go na klockach, poczem przesuwa się szyny w wyżej opisany sposób na trzecie przęsło. Jednocześnie nasuwa się na drugie przęsło dźwigar czwarty, który następnie układa się poziomo obok dźwigara trzeciego.

c) Trzecie stadjum nasuwania.

III. W każdym z dwóch pierwszych przęseł ułożone są po 2 dźwigary, zaś w trzeciem przęśle zaciągnięte są szyny.

Nasuwanie na dalsze przęsła następnych dźwigarów uskutecznia się analogicznie jak w drugim stadjum nasuwania.

*d) Czwarte stadjum nasuwania
i kompletowania dźwigarów.*

IV. Na każdym przęśle znajdują się po dwa dźwigary.

W czwartym stadjum nasuwania następuje kompletowanie dźwigarów w poszczególnych przęsłach do pełnej ilości. Komplectowanie to uskutecznia się najpierw w przęśle ostatnim, a na ostatku w przęśle pierwszym, w którem rozpoczęto nasuwanie pierwszego dźwigara.

Nasuwanie dźwigara po dźwigarze w odróżnieniu od nasuwania dźwigara po szynach jest nieco łatwiejsze i prostsze. Odbywa się ono w podobny sposób jak nasuwanie dźwigarów po szynach — z tem jednak, że należy zwracać uwagę, aby położenie dźwigara przesuwanego było takie, żeby ułatwiało ułożenie go w jego przyszłym miejscu stałym. — I tak: jeżeli dźwigar ma przyjść na stronę prawą od dźwigara pomocniczego, po którym jest przesuwany, to stopka prawa dźwigara przesuwanego musi leżeć na prawo, nazewnątrz stopki dźwigara pomocniczego, o ile zaś dźwigar ma stanąć po lewej stronie, to stopka lewa dźwigara przesuwanego musi znajdować się po stronie lewej dźwigara pomocniczego i nazewnątrz. Takie położenie przesuwanego dźwigara ułatwia zsunięcie i postawienie go na właściwe miejsce na podporach.

Ażeby dźwigar górny prawidłowo się posuwał po dźwigarze dolnym, należy zapomocą liny kierować nim tak, aby stopka dźwi-

gara górnego przylegała stale do stopki dźwigara dolnego.

Zesunięcie dźwigara górnego z dźwigara dolnego i ustawienie go w przybliżeniu na przysłem miejscu odbywa się albo przy pomocy łomów, albo przy pomocy dwóch dźwigni, lub też odręcznie.

Przy tych czynnościach zachodzi także potrzeba regulowania (przesuwania) dźwigarów co do ich podłużnego położenia. Przesunięcia te uskutecznia się zapomocą dźwigni lub łomów.

e) Ustawienie i łączenie dźwigarów w kompletne przęsla.

Przed zaciąganiem dźwigarów musi być dokładnie oznaczona na belkach łożyskowych względnie ławach lub kapturach jarzm czy też kozłów, oś mostu, a ponadto osie poszczególnych dźwigarów.

Przesuwając i ustawiając na właściwe miejsca poszczególne dźwigary, należy przede wszystkim ustawić należycie wewnętrzne, a następnie zewnętrzne dźwigary. Pomiędzy wewnętrzne dźwigary, ustawione dokładnie na swoich miejscach, wstawia się tężniki wewnętrzne, które łączy się z dźwigarami zapomocą śrub. O ile pod jedną szyną wypada nie jeden, ale dwa lub więcej dźwigarów, wówczas do ścianek dźwigarów wewnętrznych przyśrubowuje się od zewnątrz przepony, do których przysuwa się następną parę dźwigarów, poczem łączy się przysunięte dźwigary z przeponami zapomocą śrub.

Na tak założone belki główne z dźwigarów żelaznych układa się następnie tor kolejowy.

15.
Jezdnia.

Jezdnia umożliwia bezpośrednie przyjęcie i poruszanie się po moście ciężarów ruchomych oraz służy do przenoszenia tych ciężarów na dźwigary główne (rys. 41a—e).

W tym celu jezdnia może mieć belki poprzeczne i podłużne (jak np. w mostach kratowych), względnie może ich nie posiadać. W ostatnim wypadku obciążenie ruchome przenosi się bezpośrednio na dźwigary główne.

W mostach kolejowych istnieją 2 rodzaje jezdni:

- a) jezdnia dla ruchu kolejowego,
- b) " " " mieszanego (t. j. kolejowego i kołowego).

Jezdnia mostów kolejowych składa się:

1) z belek poprzecznych i podłużnych, które jednak w mostach kolejowych leżających i rozporowych oraz w mostach żelaznych dźwigarowych odpadają,

2) z toru kolejowego, czyli części nawierzchni, podobnie jak na szlaku, ale bez podsypki (jezdnia dla ruchu kolejowego, rys. 41 a, b) względnie

3) z toru kolejowego i mocnej dyliny, umożliwiającej przejazd taborów i przemarsz pieszych (jezdnia dla ruchu mieszanego, rys. 41 c, d, e).

A) Mostownice. W torze kolejowym na mostach—w odróżnieniu od toru kolejowego na szlaku — podkłady, zwane mostownicami,

mają nieco większy wymiar niż zwykle podkłady kolejowe, które niekiedy w braku mostownic mogą je zastępować.

Przekrój poprzeczny mostownic wynosi zwykle 25×20 do 30×30 cm, ich długość zaś 2, 7 m, 3,5 m, względnie 6 m. Wynika to stąd, że wspomniane mostownice, prócz ich głównego zadania, t. j. podparcia szyny, mają ponadto często jeszcze inne dodatkowe przeznaczenia, a mianowicie służą do przymocowania dyliny i poręczy chodników, a ponadto stępują most poprzecznie.

Mostownice należy rozmieszczać nieco gęściej niż zwykle podkłady kolejowe, a mianowicie w odległości nie większej jak 0,50 m (oś od osi).

W razie braku odpowiedniej ilości dostatecznie długich mostownic można stosować kombinację różnych mostownic, które się układa naprzemian w ten sposób, aby uzyskać możliwość ułożenia odpowiedniej szerokości pomostu dla chodników (rys. 42).

Mostownice przymocowuje się do belek głównych drewnianych zapomocą śrub o średnicy 20 — 24 mm. O ile belki główne składają się z kilku belek pojedynczych, ułożonych obok siebie, wówczas poszczególne mostownice łączy się tylko z dwiema belkami pojedynczemi, jednak tak, by każdy podkład połączony był z inną belką (rys. 43 a, b).

Połączenie mostownic z dźwigarami żelaznemi lub podłużnicami (w mostach kratowych) uskutecznia się zapomocą specjalnych śrub hakowych (rys. 44 a), śrub z żabkami

(rys. 44 b), śrub ze specjalnymi łapkami (rys. 44 c), wreszcie też w mostach stałych, tak jak to uwidoczniło na rys. 41 d, e.

B) Dylina. Dylina składa się z desek, o grubości 4—5 cm, które się układa na mostownicach wewnątrz oraz po obu stronach szyn na odpowiedniej długości i szerokości w ten sposób, aby między poszczególnymi deskami, dla łatwiejszego odpływu wody, pozostawał odstęp wielkości 2 cm.

Dla przejazdu taborów lub przemarszu zwartych oddziałów dylina składa się albo z podwójnej warstwy desek, albo z przyciosanych okrągłaków, grubości średnio 10 cm. Dylina z 10 cm okrągłaków, ułożona na mostownicach wystarcza zazwyczaj do przejazdu ciężkiej artylerji. W wyjątkowych wypadkach należy wytrzymałość dyliny sprawdzić.

C) Krawężniki. Na obu końcach mostownic układa się belki o przekroju 20×15 cm, tak zwane krawężniki, i przymocowuje się je śrubami 20 mm do końców mostownic (rys. 27 a).

Celem uniknięcia zapalenia się dyliny oraz innych części drewnianych mostu od iskiei parowozu, pokrywa się dylinę między szynami starą blachą lub też cienką warstwą drobnego żwiru lub piasku.

D) Odbojnice. Dla zabezpieczenia parowozów przed wykolejeniem układa się na mostach w odległości 16—30 cm od wewnętrznych krawędzi szyn stare szyny (rys. 45 b), względnie rzadziej, w odległości 30 cm na zewnątrz od nich, belki drewniane (rys. 45 a)

o przekroju 20×20 cm, okute grubą blachą, t. zw. odbojnice „s”.

Odbojnice wystają po obu końcach mostu na długości około 10 m. Górna powierzchnia odbojnic wznosi się nad główką szyn normalnych o 3 cm. Jeżeli jako odbojnic używa się szyn, wówczas przytwierdza się je do mostownic (na moście) i do podkładów (po obu stronach mostu) zapomocą haków. Odbojnice drewniane przymocowuje się do mostownic zapomocą śrub. Zakończenie odbojnic przed i za mostem wykonywa się w formie dzioba (rys. 43 c).

E) Poręcze. Mosty o większej rozpiętości, lub też mosty o znacznej wysokości posiadają, dla zabezpieczenia przechodniów, po obu stronach poręcze (rys. 41 c, d, e, rys. 45 c, d).

Poręcze składają się ze słupków o przekroju 15×15 cm, długości 1,10 m, które się łączy z mostownicami oraz z przylegającymi krawężnikami zapomocą śrub (rys. 45 d).

Słupy poręczowe ustawia się zwykle w odległości 2 m od siebie. Poszczególne słupy łączy się u góry zapomocą czopów z belką poziomą o przekroju 15×15 cm, zwaną pochwytem.

Tak utworzoną ramę podłużną zabezpiecza się przed wywróceniem zapomocą beleczek ukośnych (zastrzałów poręczowych) o przekroju 12×12 cm, i o długości około 80 cm, które się opiera z zewnątrz o słupki oraz o mostownice i łączy z nimi zapomocą ukośnych zaciosów i 6” gwoździ. Celem zmniejszenia wolnej przestrzeni między pochwytem

a dyliną umieszcza się często między poszczególnymi słupkami w połowie ich wysokości, poziome beleczki poręczowe o przekroju 8×8 , lub 6×12 cm (rys. 45 c, d).

W razie braku odpowiedniego materiału można poręcze wykonać w sposób uproszczony. W tym celu daje się słupki pionowe w odległości 4 m, a zamiast pochwyty o przekroju 15×15 cm, używa się beleczek lub listew o przekroju 6×10 cm, które się przybija gwoździami do słupków (rys. 45 c, 41 c, e).

W tym wypadku słupki przymocowuje się do czoła lub z boku mostownic (rys. 45 c). Zastrzały poręczowe można wówczas albo całkowicie opuścić, albo zastąpić je deseczkami, przybitymi skośnie do słupków i do mostownic.

W ostateczności można też urządzić poręcze tylko po jednej stronie mostu (rys. 41 c).

Przy mostach o trakcji silnikowej nie wykonywa się zazwyczaj poręczy.

16. Izbice.

Izbice mają na celu uchronić podpory przed zniszczeniem, wywołanem wskutek silnych uderzeń płynącej po wodzie kry (rys. 46 a, b).

Zwłaszcza służą one do łamania kry na rzekach w okolicach, gdzie wskutek niskiej temperatury grubość warstwy lodu dochodzi do większych wymiarów. Bryły i płyty lodu unoszone z wodą dostają się z rozpędem na grzbiet izbicy, t. j. pochylonego, okutego żelazem brzegu, a obnażone z wody, przybrawszy na ciężarze, łamią się i roz-

drabniają, wskutek czego mniej zagrażają bezpieczeństwu mostu.

W zależności od szerokości podpory wykonywa się izbice z 2-ch, 3-ch lub więcej rzędów pali. Dla zabezpieczenia pali izbicy przed uszkodzeniem chroni się je przez obicie czyli opierzenie, które się wykonywa z brusów około 8 cm grubości, przymocowanych z zewnątrz do poszczególnych pali na wysokość najwyższego stanu wody.

ROZDZIAŁ III.

OBLICZENIE MOSTÓW LEŻAJOWYCH.

Warunki, w jakich pracują mostownice zależne są od konstrukcji belek głównych.

17.
Obliczenie
mostownic.

W mostach z dwoma dźwigarami głównymi szyny kolejowe mogą się znajdować:

a) bezpośrednio nad belkami głównymi (rys. 1 a, T. 47).

b) pomiędzy belkami głównymi (rys. 1 b, T. 47).

W mostach z trzema dźwigarami głównymi poszczególne dźwigary główne są tak rozstawione, że każda z szyn znajduje się pomiędzy dźwigarem głównym skrajnym a dźwigarem głównym środkowym (rys. 1 c, T. 47).

W mostach z czterema dźwigarami głównymi szyny znajdują się pośrodku w każdej parze dźwigarów (rys. 1 d, T. 47).

Wypadek 1-szy. Szyny znajdują się bezpośrednio nad dźwigarami (rys. 1 a, T. 47).

W tym wypadku mostownice nie pracują

na zginanie, a jedynie na ciśnienie w miejscach przylegania do belek głównych. Wielkość pola styku oblicza się z wzoru:

$$A \geq \frac{P}{\tau}$$

W powyższym wzorze „P” oznacza ciśnienie koła parowozu (w kg). „ τ ” oznacza dopuszczalne naprężenie na ciśnienie prostopadłe do włókien, które wynosi dla drzewa 20 kg/cm², „A” oznacza pole szukanej wzgl. sprawdzanej powierzchni styku (w cm²).

Uwaga. Sprawdzanie wielkości pola powierzchni styku należy przeprowadzać tylko w tym wypadku, jeżeli zastosowane są mostownice o przekroju oflisowym.

Wypadek 2-gi. W mostach z dwoma dźwigarami głównymi szyny znajdują się między temi dźwigarami (rys. 1 b, T. 47).

W tym wypadku mostownice pracują jako belki podparte na 2-ch podporach. Jako rozpiętość mostownicy należy przyjąć (przy belkach głównych z drzewa kantowego) odległość w świetle pomiędzy belkami głównymi, zwiększoną o 5 cm z każdej strony. Dla tego wypadku oddziaływania $O_1 = O_2 = P$.

Sprawdzanie wytrzymałości mostownicy na zginanie.

Największy moment zginający „M” dla mostownicy wynosi:

$$M = P \cdot a \text{ (rys. 1 b, T. 47).}$$

Wytrzymałość na zginanie sprawdza się według wzoru:

$$\frac{M}{W} \leq \tau, \text{ przyczem (przy przekroju}$$

$$\text{prostokątnym) } W = \frac{b \cdot h^2}{6}$$

Po wstawieniu wartości dla „M” i „W” do powyższego wzoru otrzymuje się jako warunek wytrzymałości na zginanie:

$$\frac{6 P a}{b h^2} \leq \tau$$

(τ dla drzewa miękkiego wynosi 65 kg/cm^2 , zaś dla drzewa twardego 70 kg/cm^2).

Sprawdzanie wytrzymałości mostownicy na ścinanie.

Wytrzymałość mostownicy (w wypadku przekroju prostokątnego) na ścinanie sprawdza się według wzoru:

$$\frac{3 P}{2 b h} \leq \tau, \quad (\tau = 15 \text{ kg/cm}^2).$$

Wymiary mostownicy oblicza się z wzoru, wyrażającego warunek wytrzymałości na zginanie, a następnie sprawdza się je na ścinanie.

Zazwyczaj wystarcza obliczenie mostownicy na zginanie.

Przy obliczaniu wymiarów przekroju mostownicy należy uwzględnić osłabienie jej, wywołane przez zaciosanie (o 2 cm) oraz przez otwór na śrubę pionową o średnicy 20 do 24 mm .

Wypadek 3-ci. Mostownice ułożone są na 3-ch belkach głównych (rys. 1 c, T. 47).

W tym wypadku mostownice pracują jako belki ciągłe. Belki główne muszą być tak rozstawione, ażeby ciśnienia na poszczególne belki główne były jednakowe. Rozpatrując mostownicę dla uproszczenia obliczeń jako belkę rozciętą nad środkową belką główną (rys. 1c), otrzymuje się odległość dźwigara skrajnego od osi szyny $a = \frac{b}{2}$, przyczem $2(a + b) = s$.

Moment największy pod osią szyny wynosi: $M = \frac{2}{9} P (a+b)$.

Znając moment, sprawdza się wytrzymałość mostownicy na zginanie według wzoru.

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

Wypadek 4-ty. Most posiada 4-ry dźwigary główne.

W tym wypadku każda z szyn umieszczona jest zazwyczaj w środku, pomiędzy parą dźwigarów skrajnych (rys. 1 d, T. 47). Mostownice liczy się wówczas jako belki rozcięte między dwiema grupami dźwigarów głównych. Największy moment zginający od nacisku koła dla mostownicy wynosi:

$$M = \frac{P \cdot b}{4}$$

W powyższym wzorze „b” oznacza odległość między dwoma dźwigarami w każdej grupie (z każdej strony).

Uwaga. W mostach tymczasowych mostownic zazwyczaj nie oblicza się. Wymiary mostownic w tym wypadku wynoszą od 20×18 cm do 30×32 cm.

Obciążenie belek głównych składa się z obciążenia stałego i ruchomego.

18.
Obliczenie
belek
głównych.

1) *Obciążenie stałe stanowi ciężar jezdni (pomostu) wraz z ciężarem własnym belek głównych ze stężeniami poprzecznymi.*

Ciężar jezdni (pomostu) bez poręczy (mostownice, szyny i dylina) wynosi przeciętnie:

szyny i materiał łącznikowy	100 kg/mb.
podkłady i dylina	500 „
śruby i gwoździe (haki)	10 „

Razem: 610 kg/mb.

Dla kolejek wąskotorowych ciężar jezdni (pomostu) wynosi 60% ciężaru jezdni (pomostu) normalnotorowej.

Ciężar poręczy.

Ciężar jednej poręczy typu ciężkiego wynosi 100 kg/mb.

Ciężar jednej poręczy typu lekkiego wynosi 55 kg/mb.

2) *Obciążenie ruchome przyjmuje się w/g jednej z norm (A, B, C, D) M. K.*

Belkę główną mostu leżajowego o przekroju stałym oblicza się dla momentu zginającego bezwzględnie największego, dodając do największego momentu „M₁” od ciężaru własnego bezwzględnie największy moment M_r od obciążenia ruchomego.

3) *Bezwzględnie największy moment „M_s” od obciążenia stałego oblicza się dla przekroju w środku belki w/g wzoru:*

$$M_s = \frac{1}{8} g l^2$$

Moment zaś „M_x” dla przekroju w odległości „x” od podpory wyraża się wzorem:

$$M_x = \frac{1}{2} g x (l-x)$$

We wzorze tym „g” oznacza ciężar stały, przypadający na 1 mb, zaś „l” rozpiętość belki.

Oddziaływania na podpory od obciążenia stałego wynoszą:

$$O_1 = O_2 = \frac{1}{2} g l.$$

4) *Bezwzględnie największy moment „M_r” od obciążenia ruchomego występuje wówczas, kiedy na przęśle znajduje się możliwie największa ilość największych ciężarów ruchomych, rozmieszczonych w ten sposób, że największy z nich znajduje się w pobliżu środka przęsła. Moment bezwzględnie największy występuje zwykle pod ciężarem, znajdującym się najbliżej wypadkowej przy takim ustawieniu ciężarów ruchomych, przy którym środek belki połowi odległość pomiędzy wypadkową a powyszszym ciężarem.*

Mimo przytoczonego powyżej prawa należy zawsze sprawdzić i skontrolować wielkość momentu bezwzględnie największego przy kilku różnych położeniach sił, co najłatwiej da się skutecznie graficznie.

Obliczenie bezwzględnie największego

momentu od obciążenia ruchomego przeprowadza się w/g jednego z poniższych sposobów:

a) *analitycznie* (rys. 3 e, T. 49) zapomocą wzoru:

$$M = O_1 \cdot x - P_1 (x - a_1) - P_2 (x - a_2) + \dots$$

przyczem:

$$O_1 = \frac{P_1 (1 - a_1) + P_2 (1 - a_2) + P_3 (1 - a_3) + \dots}{1}$$

W powyższych wzorach:

„ a_1 ” oznacza odległość pierwszej siły „ P_1 ” od lewej podpory,

„ a_2 ” oznacza odległość drugiej siły „ P_2 ” od lewej podpory, i t. d.;

b) *graficznie*, zapomocą wieloboku sznurowego (rys. 2 a, b, T. 48), wykreślonego dla pewnej odległości biegunowej „ H ”. Odległość pionowa „ Y ”, odmierzona w skali długości pomiędzy zamykającą a wielobokiem i pomnożona przez wielkość „ H ” w skali sił, daje wielkość momentu.

Przy najniekorzystniejszym położeniu sił na belce moment zginający będzie bezwzględnie największy;

c) *zapomocą linii wpływowej*, która posiada kształt trójkąta z wierzchołkiem pod przekrojem, dla którego szuka się momentu gnącego i z podstawą, równą rozpiętości belki (rys. 2 c, T. 48).

Sumując iloczyny otrzymane przez pomnożenie sił (P_1 , P_2 i t. d.) przez rzędne linii

wpływowej (y_1, y_2 i t. d.) otrzymuje się wielkość momentu ruchomego „ M_r ”.

$$M_r = P_1 y_1 + P_2 y_2 + P_3 y_3 + \dots$$

Rzędne pod siłami odmierza się z wykresu, albo oblicza się analitycznie z podobieństwa trójkątów.

5) Zasadnicze wzory na zginanie.

Mając największy moment ciężaru stałego M_s , obliczony w/g. przybliżonego ciężaru własnego „ g ” w kg/mb., oraz bezwzględnie największy moment sił ruchomych M_r , obliczony dla jednego z schematów obciążeń kolejowych (patrz normy obciążeń kolejowych), otrzymuje się sumaryczny największy moment w belce głównej „ M ”:

$$M = M_s + M_r,$$

w/g. którego oblicza się wymiary belek.

Zależnie od ilości i rozkładu belek głównych znajduje się jaka część momentu gnącego przypada na każdą z poszczególnych belek.

Wystarczalność wymiarów przekroju belki sprawdza się w/g. wzoru:

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

W powyższym wzorze „ M ” oznacza moment gnący, przypadający na poszczególną belkę i wyrażony w kg-cm, „ W ” oznacza moment oporu w cm^3 , „ τ ” oznacza dopuszczalne naprężenie dla materiału na zginanie (patrz przepisy M. K.).

Dla prowizorycznych mostów wojennych można przyjąć:

a) dla żelaza na zginanie $\tau_z = 1000$ do 1200 kg/cm^2 ;

b) dla drzewa na zginanie $\tau_z = 65 \text{ kg/cm}^2$ do 120 kg/cm^2 , zależnie od gatunku drzewa (patrz dział „przepisy“).

6) Wzory dla momentów oporu i promienia bezwładności.

Momenty oporu „W” i promień bezwładności „r” oblicza się z następujących wzorów:

a) dla przekroju prostokątnego

$$W = \frac{b h^2}{6}$$

$$r = \frac{h}{6} \sqrt{3}$$

b—szerokość w cm,

h—wysokość w cm,

W—moment oporu w cm^3

r—promień bezwładności w cm,

b) dla przekroju kwadratowego

$$W = \frac{h^3}{6}$$

$$r = 0,2889 h$$

c) dla przekroju kołowego

$$W = 0,1 d^3$$

(d średnica przekroju w cm).

d) dla belki okrągłej jednostronnie przy-

ciosanej (do $\frac{d}{2}$), $W=0.1 d^2 h$, gdzie $h=0.933 d$,

e) dla belki okrągłej dwustronnie przyciosanej (do $\frac{d}{2}$), $W=0.1 d^2 h$, gdzie $h=0.866 d$

Promień bezwładności

$$r = \frac{d}{4}$$

f) dla przekroju I: (rys. 2 d, T. 48).

$$W = \frac{b h^3 - b_1 h_1^3}{6 h}$$

Promień bezwładności

$$r = 0.289 \sqrt{\frac{6 h^3 - b_1 h_1^3}{6 h - b_1 h_1}}$$

g) dla szyny

$$W = 0.07 h^3.$$

7) *Obliczenie wymiarów belki prostokątnej.*

Przyjmując, że $b=n \cdot h$, i stosując wzór $\frac{M}{W}=\tau$, w którym $W=\frac{bh^2}{6}$, otrzymuje się:

$$n \cdot h^3 = \frac{6 M}{\tau}$$

Z tego wzoru oblicza się wysokość belki „h“

$$h = \sqrt[3]{\frac{6 M}{n \tau}}$$

W powyższym wzorze „n” oznacza stosunek b: h.

Jeżeli „b” przyjmuje się dowolnie, to

$$h = \sqrt[3]{\frac{6 M}{b \tau}}$$

Najkorzystniejszy stosunek b: h wynosi 5:7. Stąd:

$$b = \frac{5 h}{7}$$

Przy obliczaniu dźwigarów drewnianych należy uwzględnić osłabienie przekroju belek przez otwory na śruby pionowe, zaś przy dźwigarach żelaznych osłabienie przez otwory na nity i śruby dla tężników i przepon.

Poza wytrzymałością na zginanie należy jeszcze sprawdzić belki na siły ścinające pionowe i poziome. Dla sprawdzenia na ścinanie belek drewnianych, prostokątnych służy wzór:

$$Q \leq \frac{2}{3} t_1 \cdot b \cdot h$$

albo po przekształceniu:

$$\frac{2}{3} \frac{Q}{b \cdot h} \leq t_1$$

(t_1 oznacza dopuszczalne naprężenie na ścinanie, wynoszące dla drzewa 15 kg/cm², a dla żelaza 600 kg/cm²).

Ilość i wymiary belek dla poszczególnych norm obciążeń, ustalonych przez M. K.,

oraz wykazy rzeczywistych ciężarów parowozów normalno i wąskotorowych trakcji parowej i silnikowej, podane są w zestawieniu, umieszczonem w końcu tekstu.

Całkowity ciężar stały wynosi średnio w kg/mb:

a) dla mostów kolei normalnotorowych:
przy parowozie 125 tonn, $c=1000+50$ L. kg/mb.

Przy parowozie 100 tonn, $c=1000+45$ L. kg/mb.

Przy parowozie 80 tonn, $c=1000+40$ L. kg/mb.

Przy parowozie 56 tonn, $c=1000+30$ L. kg/mb.

b) Dla mostów kolejek wąskotorowych:
Przy parowozie tendrzakowym 45 tonn, $c=300+245$ L. kg/mb.

Przy parowozie tendrzakowym 20 tonn, $c=400+190$ L. kg/mb.

Przy parowozie 12,4 t, z tendrem 11 t, $c=600+150$ L. kg/mb.

Przy parowozie tendrzakowym 12 tonn, $c=650+102$ L. kg/mb.

Przy wózku podwójnym kolejki mot. 6 t, $c=300+125$ L. kg/mb.

(L—oznacza rozpiętość przęsła w m).

8) Obliczenie belki klockowej.

Oznaczając: wysokość i szerokość belki złożonej, klockowej przez „H” i „B”, te same wymiary składowych belek pojedynczych przez „h” i „b”; i przyjmując odstęp między pojedynczemi belkami 0,4 h, wysokość klocka 0,8 h, wcięcie klocka: $h-0,8$ $h=0,2$ h, dłu-

gość klocka równą co najmniej dziesięciokrotnemu wcięciu ($0.2 \text{ h} \cdot 10 = 2.0 \text{ h}$) wymiary belki klockowej, złożonej z dwu belek okrągłych, u góry i dołu przyciosanych (rys. 3a, T. 49) oblicza się z wzorów:

$$H = 2,35 \text{ h}$$

$$I = 0,64 \text{ h}^4$$

$$W = \frac{I}{e} = 0,5447 \text{ h}^3$$

$$M_2 = 44 \text{ h}^3$$

Wymiary belki klockowej, złożonej z trzech belek okrągłych, (rys. 3 b, T. 49), oblicza się z wzorów:

$$H = 3,7 \text{ h}$$

$$I = 2,122 \text{ h}^4$$

$$\frac{I}{e} = 1,147 \text{ h}^3$$

$$M_3 = 70 \text{ h}^3$$

Przy użyciu na belki klockowe belek kantowych, ociosanych w stosunku 3:4 (rys. 3 c, T. 49) otrzymamy:

przy użyciu 2-ch belek: $H = 2,4 \text{ h}$

$$I = 0,7488 \text{ h}^4$$

$$W = \frac{I}{e} = 0,623 \text{ h}^3$$

$$M_2 = 50 \text{ h}^3$$

przy użyciu 3-ch belek pojedynczych, kantowych (rys. 3 d, T. 49):

$$H = 3,8 h$$

$$I = 2,4998 h^4$$

$$W = \frac{I}{e} = 1,3157 h^3$$

$$M_3 = 80 h^3$$

We wzorach tych przyjęto naprężenia nieco mniejszej, aniżeli przy belkach zwykłych, i tak:

naprężenie na zginanie drzewa miękkiego, suchego $\tau = 80$ i 60 kg/cm^2 , w zależności od tego, czy belka klockowa składa się z dwu, czy trzech belek,

naprężenie na ściskanie drzewa miękkiego równoleg. do włókien $\tau = 80 \text{ kg/cm}^2$,

naprężenie na ściskanie drzewa twardego równoleg. do włókien $\tau = 100 \text{ kg/cm}^2$,

naprężenie na ściskanie drzewa miękkiego prostop. do włókien $\tau = 10 \text{ kg/cm}^2$,

naprężenie na ściskanie drzewa twardego prostop. do włókien $\tau = 30 \text{ kg/cm}^2$,

naprężenie na ścinanie drzewa miękkiego równoleg. do włókien $\tau = 8—10 \text{ kg/cm}^2$,

naprężenie na ścinanie drzewa twardego równoleg. do włókien $\tau = 12 \text{ kg/cm}^2$.

Obliczenie pierwszego klocka i części końcowej belki przeprowadza się podług wzoru:

$$S = l' s = l' R \frac{U}{I} = l b \tau$$

W powyższym wzorze oznaczają:

„S” — siła ścinająca, działająca na jeden klocek,

„s” — siła ścinająca, przypadająca na jednostkę długości,

„R” — siła poprzeczna, działająca w danym przekroju,

„U” — moment statyczny połowy ściętego przekroju ze względu na oś obojętną całego przekroju

$U=0,576 h^3$ przy dwu belkach,

„U” = $1,08 h^3$ przy trzech belkach.

„I” — moment bezwładności całego przekroju,

„l” — odstęp klocków od środka do środka,

„l'” — długość części przedniej przed klockiem,

„ τ ” — naprężenie dopuszczalne na ścinanie w kg/cm^2 .

Obliczenie podpory skrajnej (przyczółka) 19.
polega na znalezieniu największego ciśnienia Obliczenie
sił ruchomych i ciężaru własnego przy najnie- podpór.
korzystniejszym obciążeniu skrajnego przęsła.
Według tego ciśnienia określa się potrzebną
ilość pali niosących.

Podpory środkowe (filary) oblicza się według największego ciśnienia, działającego na te podpory i wywołanego wskutek obciążenia stałego i ruchomego, umieszczonego najniekorzystniej na dwóch sąsiednich przęsłach.

A) Obliczenie przyczółka.

Aby uzyskać największe ciśnienie na przyczółek, należy:

a) wprowadzić na przęsło jak największą ilość sił,

b) największe z tych sił ustawić w po-

blizu rozpatrywanego przyczółka w ten sposób, aby jedna z nich znajdowała się nad samym przyczółkiem.

Obliczenie ciśnienia na przyczółek sprowadza się do znalezienia oddziaływania, które można otrzymać:

1) *analitycznie* z równania momentów (rys. 3e T. 49):

$$O_1 = \frac{P_1 (1-a_1) + P_2 (1-a_2) + P_3 (1-a_3)}{1}$$

2) *graficznie* przy pomocy linii wpływowej, posiadającej kształt trójkąta prostokątnego, którego bok podpora równa się 1 (rys. 4 a, T. 50).

$$O_1 = (P_1 y_1 + P_2 y_2 + P_3 y_3)$$

Ciśnienie zaś pochodzące od ciężaru stałego oblicza się według wzoru:

$$O_s = \frac{gl}{2}$$

Ilość pali oblicza się według łącznego oddziaływania „O” od obciążenia ruchomego i obciążenia stałego:

$$O = O_r + O_s,$$

przyczem uwzględniać należy możliwość wyboczenia pali.

O ile jarzmo służy jako ściana oporowa dla nasypu, pale tego jarzma powinny być sprawdzone na zginanie, spowodowane parciem ziemi (poziomą składową tego parcia).

Wielkość parcia ziemi oblicza się według wzoru:

$$P = \alpha \cdot 8 \cdot h^2$$

Pozioma zaś składowa „S” parcia ziemi wyraża się wzorem:

$$S = P' \cdot \cos \alpha, \quad \text{gdzie } P' = P \left(1 + \frac{2g}{8h}\right)$$

Pozioma składowa parcia ziemi zaczepiona jest w $\frac{1}{3}$ wysokości nasypu, licząc od spodu nasypu.

Ilość i wymiary średnicy oraz odstęp pali ścianki oporowej oblicza się na podstawie momentu, wywołanego wskutek działania siły „S”. O ile ścianka oporowa służy jednocześnie jako podpora dla przęsła, wówczas wytrzymałość pali takiego jarzma musi być sprawdzona w/g wzoru:

$$\frac{O}{\varphi n F} + \frac{S \cdot \frac{1}{3} h}{W} \leq \tau_c$$

W powyższym wzorze oznacza:

O—oddziaływanie od łącznego działania obciążenia stałego i ruchomego,

S—składową poziomą parcia ziemi,

h—wysokość nasypu,

φ —współczynnik wyboczenia,

n—ilość pali,

F—przekrój pala,

W—moment oporu przekroju pala,

τ_c —dopuszczalne naprężenie dla drzewa na ściskanie w kierunku włókien.

B) Obliczenie filara.

Aby uzyskać największe ciśnienie na filar, należy:

a) wprowadzić na dwa sąsiednie przęsła jak największą ilość największych sił,

b) największe z tych sił ustawić w pobliżu filara w ten sposób, aby jedna z nich znajdowała się na samym filarze.

c) umieścić te siły na przęsłach w ten sposób, ażeby:

$$\frac{\Sigma P_1}{l_1} = \frac{\Sigma P_2}{l_2}$$

Najniekorzystniejsze położenie sił znajduje się najłatwiej drogą kilku próbnych ustawięń pociągu na prześle. Jeżeli podpora jest wąska (np. jarzmo pojedyncze), wówczas linja wpływowa posiada kształt trójkąta o podstawie $(l_1 + l_2)$ (rys 4b, T. 50).

Jeżeli filar jest szeroki, wówczas linja wpływowa dla ciśnienia na filar jest trapezem (rys. 4 c, T. 50).

Ciśnienie na filar, wywołane wskutek obciążenia stałego, wynosi:

$$O_s = \frac{gl_1}{2} + \frac{gl_2}{2}$$

Ilość i wymiary średnicy pali oblicza się na łączne ciśnienie od obciążenia stałego i ruchomego:

$$O = O_s + O_r$$

Przed przystąpieniem do obliczenia podpory można zgóry przyjąć określoną ilość pali, a następnie obliczyć wielkość średnicy ich przekrojów, albo odwrotnie, przyjąć pierw pewną średnicę a następnie obliczyć potrzebną ilość pali.

C) Przebieg obliczenia pali.

Pal liczy się na zwykłe ciśnienie, równoległe do włókien, z uwzględnieniem wybożenia.

Zależnie od stosunku $\frac{l}{r}$ (l —długość pala, $r = \frac{d}{4}$ — promień bezwładności przekroju pala) znajduje się z tablic współczynnik wybożenia φ (patrz „Przepisy”).

Wolną długość „ l ” na wybożenie przyjmuje się dla pala wbitego w ziemię: $l=0,71.h$, a dla słupa kozła: $l = h$ (rys. 4 d, T. 50).

Wytrzymałość pala sprawdza się w/g wzoru:

$$\frac{P}{\varphi F} \leq \tau_c$$

W powyższym wzorze P oznacza siłę, działającą na 1 pal (w kg).

Jeżeli średnica pala jest znana, wówczas oblicza się dla danego ciśnienia „ O ” na podporę ilość pali w/g wzoru:

$$n = \frac{O}{\varphi \tau_c F}$$

Ilość potrzebnych pali, zależnie od wielkości ciśnienia i wysokości podpory, można również znaleźć z tablic, w których wielkość τ_c przyjęta została na 50 kg/cm². W razie braku tablic w polu można ilość pali w podporach (nie wyższych ponad 8 m) obliczać w przybliżeniu jedynie na ściskanie, przyjmując zredukowaną wielkość dopuszczalnego ciśnienia dla drzewa w kierunku włókien

$\tau_c = 30 \text{ kg/cm}^2$, zaś dla pali dłuższych niż 8 m, $\tau_c = 20 \text{ kg/cm}^2$. Obliczenie przeprowadza się według wzoru:

$$\frac{O}{n \cdot F} \leq \tau_c$$

ROZDZIAŁ IV.

Mosty rozporowe.

20.
Ogólne
pojęcia.

Charakterystyczną cechą mostów rozporowych jest to, że przy pionowym obciążeniu mostu powstają ukośne ciśnienia na podpory.

Mosty te stosuje się najczęściej przy przekraczaniu przeszkód głębokich, w terenie wytrzymałym (skalistym), jak również przy odbudowie zniszczonych mostów kolejowych z nieuszkodzonymi podporami, mogącami przyjąć na siebie poziomą składową *ukosnych ciśnień na podpory*.

21.
Podział
mostów
rozporo-
wych.

Istnieją następujące zasadnicze typy prześel mostów rozporowych:

a) prześla z rozpornicą trójkątną, pojedynczą, stosowane do 8 m rozpiętości (rys. 1, T. 51 i rys. 5, T. 53),

b) prześla z rozpornicą trójkątną, podwójną, stosowane od 8 do 12 m rozpiętości (rys. 2, T. 51 i rys. 6, T. 54),

c) prześla z rozpornicą trójkątną, potrójną, stosowane od 8 do 16 m rozpiętości (rys. 4, T. 52),

d) prześla z rozpornicą ryglowo-trapezową, stosowane od 8 do 16 m rozpiętości (rys. 3, T. 52 i rys. 7, T. 55A).

Belki główne mostów rozporowych zasadniczo nie różnią się od belek mostów leżajowych. Poza punktami podparcia na przyczółkach i filarach posiadają one jeszcze punkty podparcia pośrednie, stworzone przez zbiegające się w jednym punkcie ramy zastrzałowe.

22.
Części
składowe
mostów
rozporo-
wych.

a) *Ramy zastrzałowe.* Zastrzały mostów rozporowych są połączone w ramy zastrzałowe zapomocą dolnych poduszek „P” i poduszek górnych „S” (szczytowych). Poduszki te są to belki, przechodzące przez całą szerokość mostu (rys. 1, 2, 3, 4, T. 51 i 52 i rys. 5, T. 55B).

Ramy zastrzałowe „Z” stężone są obustronnie krzyżulcami „K” i mieczami „M”. Poduszka szczytowa „S”, biegnąca poprzecznie do belki głównej, stanowi jej pośrednie podparcie (rys. 3, T. 52 i rys. 5 b, T. 55B).

Belki główne spoczywają na poduszce szczytowej bezpośrednio lub przy pomocy sioდეłek (rys. 5, T. 53 i rys. 5 d, T. 55B).

Połączenie zastrzałów z poduszkami uskutecznia się zazwyczaj zapomocą czopów oraz klamer „Sp” (rys. 5 c, d, e, T. 55B).

Przy ramach wielokrotnych krzyżujące się ramy nie są jednakowe (rys. 24, T. 51 i 52 oraz rys. 5 g, T. 55C), tworząc konstrukcję symetryczną.

Celem osiągnięcia większej stateczności w kierunku poprzecznym mostu skrajne ramy są u dołu szersze i posiadają dodatkowe ukośne zastrzały (rys. 5 g, T. 55C).

b) *Zaciągi.* Dla zniesienia sił poziomych, działających na podpory mostów rozporowych,

jarzma drewniane łączy się między sobą poziomymi zaciągami „Z_c” (rys. 2, T. 51 i rys. 4, T. 52).

O ile zaciągi są długie, należy je w środku podwiesić zapomocą żelaznych wieszaków.

c) *Podpory mostów rozporowych.* Podpory mostów rozporowych ze względu na parcie poziome, wywierane na nie przez zastrzały, powinny być silniejsze od podpór mostów leżajowych.

Jarzma tych mostów mogą być pojedyncze, podwójne lub wielokrotne.

Przy zastosowaniu jarzm nasadzonych przedłużenie ich musi być uskutecznione w tym miejscu, gdzie rama zastrzałowa opiera się o podporę.

Dolna część jarzma musi być silniejsza od jarzma górnego. Dla usztywnienia podpór w kierunku podłużnym mostu, oraz przyjęcia przez nie parcia poziomego, zewnętrzne jarzma można ustawiać pochyło (rys. 4, T. 52 i rys. 6, T. 54).

Pale jarzma górnego wpuszcza się między pale jarzma dolnego, względnie zabija się do ziemi (rys. 2, T. 51 i rys. 4, T. 52). Dla zwiększenia sztywności mostu w kierunku podłużnym używa się jarzm rozstawionych na 1,5 do 3 m i należycie między sobą stężonych krzyżulcami i rozpieraczami (rys. 2, T. 51 i rys. 3, 4, T. 52).

Poduszki ram zastrzałowych są połączone z belkami głównymi, względnie z palami zapomocą wcięć i śrub (rys. 5 d, e, f, T. 55B) lub też w razie występowania większych sił pionowych są oparte na klockach,

(rys. 5 c, T. 55B). Poduszki mogą również służyć jako kaptury jarzm bitych.

ROZDZIAŁ V.

Obliczenie mostów rozporowych.

Obliczenie mostów z rozpornicą trójkątną, pojedynczą (patrz. T. 56 i 57) polega na:

23.
Obliczenie mostów z rozpornicą trójkątną pojedynczą.

- 1) znalezieniu:
 - a) wielkości siły „S” w słupie,
 - b) „ „ „ „Z” w zastrzale,
 - c) wielkości momentu zginającego „M” max. w belkach głównych,
 - d) wielkości parcia poziomego „H”;
- 2) wyznaczeniu na podstawie obliczonych sił i momentów wymiarów belek głównych, zastrzałów, słupów, podpór i t. p.

a) *Obliczenie parcia poziomego „H”.* Prześło z rozpornicą trójkątną pojedynczą jest układem statycznie niewyznaczalnym.

Wielkość parcia poziomego, obliczonego na zasadzie najmniejszej pracy odkształcenia, wyraża się wzorem:

$$H = \frac{P \cdot h \cdot \operatorname{tg} \beta}{2 F_1} + \frac{P \cdot h l}{12 J} \left[3 - \left(\frac{a}{l} \right)^2 \right] \cdot \frac{a}{l} \quad \dots (1)$$

$$\frac{h}{F_1 \operatorname{tg} \beta} + \frac{Z}{F_2 \cos^2 \beta} + \frac{1}{F_3} + \frac{1}{3} \frac{h^2}{J}$$

(rys. 8b, T. 56).

Powyższy wzór, jakkolwiek ścisły, jest trudny w zastosowaniu, ponieważ dla wyznaczenia „H” należy zgóry przyjąć wymiary przekrojów słupów (F_1), zastrzałów (F_2) i za-

ciągów (F_3), a następnie, po obliczeniu sił, sprawdzić wystarczalność przyjętych przekrojów. Praktycznie można przyjąć, że słupy, zastrzały i zaciągi są nieskończenie sztywne, czyli, że $F_1 = F_2 = F_3 = \infty$

Przy tem założeniu powyższy wzór da się uprościć i przyjmie następującą postać:

$$H = \frac{P \cdot a}{4 h} \left[3 - \left(\frac{a}{l} \right)^2 \right] \dots (2)$$

Dla uproszczenia obliczeń przyjmuje się, że belka główna jest w punkcie „C” rozcięta. Wówczas wielkość parcia poziomego wyraża się wzorem:

$$H = \frac{P \cdot a}{2 h} \dots (3)$$

Gdy ciężar $P=1$ porusza się wzdłuż belki, to dla zmiennego „a” w granicach od 0 do 1 wzory 1, 2 i 3 przedstawiają odpowiednie linie wpływowe parcia poziomego „H”.

Wielkość „H”, obliczona wg. linii wpływowej dla „H” (wzór 1), daje pośrednią wielkość parcia poziomego, w stosunku do wielkości, obliczonych wg. wzoru (względnie linii wpływowych) 2 i 3 (rys. 8 b, T. 56).

Przy obliczaniu parcia poziomego „H” używa się przeto wzorów 2 i 3, lub odpowiadających tym wzorom linii wpływowych, zależnie od tego, co daje największą wartość.

Tablica Nr. V podaje wartości odciętych linii wpływowej dla parcia poziomego przy 3-ch różnych założeniach:

- 1) elementy (słupy, zastrzały i zaciągi) są sprężyste,
- 2) belki główne pracują jak belki ciągłe, podparte na 3-ch podporach stałych,
- 3) belki główne pracują jak belki, podparte na 2-ch podporach (rozcięte w pkt. C).

TABLICA Nr. V.
Rzędne linji wpływowej dla „H”.

a 1	Rzędne linji wpływowej dla „H” w/g równania:		
	1	2	3
0	0,01153	0	0
0,1	0,07257	0,07475	0,05000
0,2	0,13237	0,14800	0,10000
0,3	0,18973	0,21825	0,15000
0,4	0,24342	0,28400	0,20000
0,5	0,29220	0,34375	0,25000
0,6	0,33486	0,39600	0,30000
0,7	0,37118	0,43925	0,35000
0,8	0,39692	0,47200	0,40000
0,9	0,41386	0,49275	0,45000
0,10	0,41978	0,50000	0,50000

b) Obliczenie siły „Z” w zastrzale (T. 56).
Siła „Z” w kg w zastrzale wyraża się wzorem:

$$Z = \frac{H}{\cos \beta} = \frac{H \cdot z}{1},$$

gdzie „z” — oznacza długość zastrzału w metrach,

1 — połowa długości przęsła w metrach,
Ponieważ „Z” jest proporcjonalne do „H”,
przeto przy obliczaniu „Z” należy największą
wartość „H”, obliczoną z linii wpływowej dla
„H” przy najniekorzystniejszym ustawieniu
ciągarów ruchomych (wzór 2), pomnożyć
przez $\frac{Z}{1}$.

Przekrój zastrzału „F” oblicza się w/g
wzoru $\frac{Z}{\varphi \cdot F} \leq \tau_c$ („ τ_c ” oznacza dopuszczalne na-
preężenie na ciśnienie równoległe do włókien).

c) *Obliczenie siły „H_s” lub „H_r” w za-
ciągu.* Siła „H_s” w zaciągu od obciążenia sta-
łego powstaje tylko wówczas, gdy sąsiednie
przęsła mostu są rozmaitej rozpiętości lub
gdy przęsło rozporowe sąsiaduje z innego ro-
dzaju przęsłem (np. leżajowem). Jeżeli przęsła
mostu rozporowego są jednakowe, to $H_s = 0$.

Wielkość siły „H_r” w zaciągu od obcią-
żenia ruchomego oblicza się w/g linii wpły-
wowej Nr. 2 (rys. 8 b, T. 56).

Wielkość siły „H_s” w zaciągu od obcią-
żenia stałego wynosi:

$$H_s = \frac{5}{8} \frac{l^2}{h} \cdot g.$$

d) *Obliczenie siły „S” w słupie.* Oznacza-
jąc oddziaływanie podpory belki zwykłej A.
B. (na 2-ch podporach) przez „O_p”, siła w słu-
pie wyraża się wzorem:

$$S = O_p - H \cdot \operatorname{tg} \beta$$

„H” oblicza się z wzoru 2, względnie 3
(rys. 8 b, T. 56).

Licząc wg. wzoru 3, otrzymuje się większą wartość dla „H“.

Jeżeli podpory wykonane są jako jarzma podwójne, wówczas linja wpływowa dla „S“ posiada kształt trapezu, o ile się przyjmie, że belka rozcięta jest w pkt. C. Słupy oblicza się na wyboczenie.

e) *Obliczenie belki głównej.* Moment zginający „M_x“ w przekroju m — n (rys. 8 a, e, f, T. 56), wyraża się wzorem:

$$M_x = M_o - H \cdot y$$

(M_o — jest to moment zginający belki zwykłej AB, podpartej na 2-ch podporach).

Wielkość „H.y“ można obliczyć z następujących równań:

1) $H.y = \frac{a}{4h} \left[3 - \left(\frac{a}{l} \right)^2 \right] \cdot x$ (parabola) (rys. e, T. 56).

2) $H.y = \frac{a}{2h} \cdot x$ (trójkąt) (rys. 9 d, T. 57).

Przy obliczaniu belki stosować należy równanie 2-gie, ponieważ otrzymuje się w tym wypadku większą wartość dla M_x, aniżeli przy zastosowaniu równania 1-go.

Przy obliczaniu mostów o rozpornicy trójkątnej, podwójnej przyjmuje się, że słupy i zastrzały tych mostów są nieskończenie sztywne.

Obliczenie polega na wyznaczeniu ciśnień „C“ i „D“ (T. 58).

A) *Założenie 1-sze.*

Rozpatruje się belkę główną jako trzyprzęsłową belkę ciągłą.

24.
Obliczenie mostów o rozpornicy trójkątnej podwójnej.

a) *Obliczenie oddziaływania podpór „C” i „D”* (rys. 10 a, T. 58). Na podstawie teorii belki tróprzęsłowej oddziaływania podpór „C” i „D” są następujące:

1) przy położeniu ciężaru $P=1$ w przedziale pierwszym:

$$C' = P \left[\frac{8}{5} \frac{a}{l} - \frac{3}{5} \left(\frac{a}{l} \right)^3 \right]$$

2) Przy położeniu ciężaru $P=1$ w przedziale środkowym:

$$C'' = P \left[1 - \frac{1}{5} \frac{a}{l} - \frac{9}{5} \left(\frac{a}{l} \right)^2 + \left(\frac{a}{l} \right)^3 \right]$$

3) Przy położeniu ciężaru $P=1$ w przedziale trzecim:

$$C''' = P \left[-\frac{2}{3} \frac{a}{l} - \frac{2}{5} \left(\frac{a}{l} \right)^3 \right]$$

Powyższe wzory przedstawiają równania linii wpływowych dla oddziaływań „C” (rys. 10 b, T. 58).

Przy obciążeniu stałym „g” kg/mb, $C_s = D_s = 1,1$ l. g.

Największe „C_r” (oddziaływanie przy obciążeniu ruchomem) otrzymuje się przez najniekorzystniejsze ustawienie ciężarów na prześle.

Linia wpływowa oddziaływania „D” jest odwróconą linią wpływową dla oddziaływania „C”.

b) *Obliczenie sił (Z_1, Z_2, Z_3, Z_4) w sztalach.* Z równań równowagi w węzłach „C” i „D” otrzymuje się:

$$Z_1 = \frac{2}{3} \frac{Z_1}{h} C$$

$$Z_2 = \frac{1}{3} \frac{z_2}{h} D$$

$$Z_3 = \frac{1}{3} \frac{z_3}{h} C$$

$$Z_4 = \frac{2}{3} \frac{z_4}{h} D$$

TABLICA Nr. VI.
Rzędne linii wpływowej dla „C“.

$\frac{a}{l}$	$\left(\frac{a}{l}\right)^2$	$\left(\frac{a}{l}\right)^3$	Ciężar $P=1$ znajduje się w I prze- dziale	Ciężar $P=1$ znajduje się w II prze- dziale	Ciężar $P=1$ znajduje się w III prze- dziale
Rzędne linii ropt. dla ciśnienia C:					
0	0	0	0	0	0
0,1	0,01	0,001	0,1594	0,963	—0,0396
0,2	0,04	0,008	0,3152	0,896	—0,0768
0,3	0,09	0,027	0,4638	0,805	—0,1092
0,4	0,16	0,064	0,6016	0,696	—0,1342
0,5	0,25	0,125	0,7250	0,575	—0,1500
0,6	0,36	0,216	0,8304	0,448	—0,1536
0,7	0,49	0,343	0,9142	0,321	—0,1428
0,8	0,64	0,512	0,9728	0,200	—0,1152
0,9	0,81	0,759	1,0026	0,091	—0,0684
0,943	0,889	0,839	1,0056	—	—
1,0	1,0	1,0	1,0	0	0

Celem otrzymania największych sił w zastrzałach, które są proporcjonalne do oddzia-

ływań $C_{\max.}$, względnie $D_{\max.}$, należy $C_{\max.}$, względnie $D_{\max.}$ pomnożyć przez odpowiedni współczynnik.

c) *Obliczenie siły „H” w zaciągu.* Siłę „H” w zaciągu oblicza się według wzoru:

$$H = \frac{2}{3} \frac{1}{h} (C+D)$$

Po wykreśleniu sumarycznej linii wpływowej dla $C+D$ (rys. 10 c, T. 58) i najniekorzystniejszym ustawieniu na niej sił ruchomych, oblicza się $(C+D)_{\max.}$

Mnożąc wynik przez $\frac{2}{3} \cdot \frac{1}{h}$ otrzymuje się $H_{\max.}$

Dla obciążenia stałego „g” kg/mlb

$$H_s = 1,47 \frac{1^2}{h} g$$

d) *Obliczenie siły „S” w słupie.* Siła „S” w słupie wyraża się następującym wzorem:

$$S = A_o - A$$

W powyższym wzorze A_o oznacza oddziaływanie, jak dla belki podpartej na 2-ch podporach, zaś A składową pionową obu zastrzałów Z_1 i Z_2 .

Po podstawieniu zamiast „A” do powyższego wzoru $A = Z_1 \cos \alpha + Z_2 \cos \beta = \frac{1}{3} (2 C + D)$ otrzymuje się:

$$S = A_0 - \frac{1}{3} (2 C + D).$$

Wielkość pionowej składowej „A” (rys. 10 d, e, T. 58) obu sił Z_1 i Z_2 w zastrzałach wynosi:

1) przy położeniu ciężaru $P=1$ w przedziale pierwszym:

$$\frac{1}{3} (2 C + D) = \frac{4}{15} \left[3,5 \cdot \frac{a}{1} - \left(\frac{a}{1}\right)^3 \right]$$

2) Przy położeniu ciężaru $P=1$ w przedziale drugim:

$$\frac{1}{3} (2 C + D) = -\frac{2}{15} \left[\left(5 + \frac{a}{1} - 6\right) \left(\frac{a}{1}\right)^2 + 2,5 \left(\frac{a}{1}\right)^3 \right]$$

3) przy położeniu ciężaru $P=1$ w przedziale trzecim:

$$\frac{1}{3} (2 C + D) = \frac{1}{15} \left[44 \frac{a}{1} - 5 \left(\frac{a}{1}\right)^3 \right]$$

Powyższe równania przedstawiają przy zmiennym „a” linje wpływowe dla wielkości pionowej składowej obu zastrzałów.

Linja wpływowa oddziaływania A_0 jest trójkątem prostokątnym (rys. 10 d, T. 58).

Różnica linij wpływowych A_0 i A daje linje wpływową siły „S” (rys. 10 d, T. 58). „S₀” od obciążenia stałego „g” kg/mb wynosi:

$$S_0 = \frac{2}{5} l \cdot g$$

Linja wpływowa dla ciśnienia na filar w mostach z rozpornicą trójkątną podwójną składa się z 5 pól (rys. 10 d, e, T. 58).

W tym wypadku siła w słupie od obciążenia stałego wynosi:

$$S_s = \frac{4}{5} 1.g$$

B) Założenie 2-gie.

W tym wypadku rozpatruje się belkę główną, jako belkę rozciętą we wszystkich węzłach (T. 59).

TABLICA Nr. VII.

Rzędne linii wpływowej dla (C+D).

a l	$\left(\frac{a}{l}\right)^2$	$\left(\frac{a}{l}\right)^3$	Rzędne linii wpl. dla ciśnienia C+D.	
			Ciężar P=1 znajduje się w I lub III przedziale.	Ciężar P=1 znajduje się w II przedziale.
0	0	0	0	1,0
0,1	0,01	0,001	0,1198	1,054
0,2	0,04	0,008	0,2384	1,096
0,3	0,09	0,027	0,3540	1,126
0,4	0,16	0,064	0,4672	1,144
0,5	0,25	0,125	0,5750	1,150
0,6	0,36	0,216	0,6768	1,144
0,7	0,49	0,343	0,7714	1,126
0,8	0,64	0,512	0,8576	1,096
0,9	0,81	0,729	0,9342	1,054
1,0	1,0	1,0	1,0	1,0

a) Obliczenie ciśnień „C” i „D”. Linia wpływowa dla „C” przedstawia trójkąt z odcięcią równą 1, pod węzłem „C”. Ciśnienie „C” jest w tym wypadku mniejsze o 20%, niż przy belce ciągłej (rys. 11 b, T. 59).

b) *Obliczenie sił w zastrzałach.* Siły w zastrzałach oblicza się z następujących wzorów:

$$Z_1 = \frac{2}{3} \frac{z_1}{h} \cdot C$$

$$Z_3 = \frac{1}{3} \frac{z_3}{h} \cdot C$$

TABLICA Nr. VIII.
RZĘDNE LINII WPŁYWOWEJ DLA $\frac{1}{2} (2C + D)$.

$\frac{a}{l}$	$\left(\frac{a}{l}\right)^2$	$\left(\frac{a}{l}\right)^3$	Ciężar $P=1$ znajduje się w I prze- dziale	Ciężar $P=1$ znajduje się w II prze- dziale	Ciężar $P=1$ znajduje się w III prze- dziale
Rzędne linii wpływ. dla $\frac{1}{2} (2C+D)$					
0	0	0	0	0,6667	0
0,1	0,01	0,001	0,0931	0,6723	0,0267
0,2	0,04	0,008	0,1845	0,6640	0,0534
0,3	0,09	0,027	0,2728	0,6437	0,0802
0,4	0,16	0,064	0,3563	0,6133	0,1109
0,5	0,25	0,125	0,4333	0,5750	0,1417
0,6	0,35	0,216	0,5024	0,5306	0,1744
0,7	0,49	0,343	0,5618	0,4823	0,2095
0,8	0,64	0,512	0,6101	0,4320	0,2475
0,9	0,81	0,759	0,6456	0,3817	0,2886
1,0	1,00	1,000	0,6667	0,3333	0,3333

Linje wpływowe dla sił w zastrzałach posiadają kształt trójkątów (rys. 11 d, T. 59) z odciętą pod węzłem C, równą:

$$\frac{2}{3} \cdot \frac{z_1}{h} \dots \text{ dla } Z_1$$

$$\frac{1}{3} \cdot \frac{z_3}{h} \dots \text{ dla } Z_3$$

Siły w zastrzałach od obciążenia stałego wynoszą:

$$Z_{1s} = \frac{2}{3} \cdot \frac{z_1}{h} \cdot 1.g$$

$$Z_{3s} = \frac{1}{3} \cdot \frac{z_3}{h} \cdot 1.g$$

Przy założeniu, że belka jest rozcięta we wszystkich węzłach, siły w zastrzałach wypadają mniejsze, niż przy belce ciągłej.

c) *Obliczenie siły „H” w zaciągu.* Siłę „H” w zaciągu oblicza się z wzoru:

$$H = \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{h} (C+D).$$

Linja wpływowa dla „H” posiada kształt trapezu, którego wysokość pod punktami „C”

i „D” wynosi $\frac{2}{3} \cdot \frac{1}{h}$ (rys. 11 e, T. 59).

Siła pozioma wypada przy tem założeniu mniejsza, aniżeli przy belce ciągłej.

Dla obciążenia stałego „g” kg/mb:

$$H_g = \frac{4}{3} \cdot \frac{l^2}{h} \cdot g$$

d) *Obliczenie siły „S” w górnym słupie.*

Linja wpływowa siły „S” jest trójkątem z odcięta równą 1 pod podporą B (rys 11 g, T. 59).

Siła „S” jest w danym wypadku większa, jak przy belce ciągłej.

Przy obciążeniu stałym „g” kg/mb:

$$S_g = l \cdot g$$

e) *Obliczenie siły „S” w słupie dolnym.*

Linia wpływowa siły „S” jest trójkątem o odciętej równej 1, pod podporą B (rys. 11 h, T. 59).

Dla obciążenia stałego „g” w kg/mb:

$$S_{1g} = L \cdot g$$

f) *Obliczenie belki głównej.* Belkę główną oblicza się jako belkę o rozpiętości „l”, podpartą na 2-ch podporach.

C) *Sposoby obliczania poszczególnych części mostu.*

1) Belki główne oblicza się jako belki rozcięte.

2) Zastrzały i zaciągi oblicza się przyjmując, że belka główna jest belką ciągłą.

3) Słupy oblicza się przyjmując, że belka główna jest rozcięta we wszystkich węzłach.

W mostach jednorozporowych, stosowanych od 6 — 16 m rozpiętości, belki główne mogą być ciągłe lub rozcięte.

A) *Założenie 1-sze.*

W tym wypadku przyjmuje się, że belka główna jest belką ciągłą i że podpory A₀ B₀, oraz zastrzały są nieskończenie sztywne, a rozpora sprężysta (rys. 12, T. 60).

a) *Obliczenie oddziaływania podpór „C”*

25.
Obliczenie
przeseł
z rozpor-
nicą ryglo-
wo-trape-
zową.

i „D”. Początkowo, to jest przed deformacją przęsła, ciśnienia „C” i „D” w węzłach C i D, skutkiem działania sił wewnętrznych, są równe oddziaływaniu podpór C i D (przy założeniu belki trójprzęsłowej). Deformacja przęsła skończy się jednak w chwili, gdy wskutek elastyczności rozpory, ciśnienia w C i D wyrównają się między sobą. Zatem:

$$C = D = (C' + D') \cdot \frac{1}{2} = \left(C_0 + D_0 + \frac{M_1 + M_2}{l_1} \right) \cdot \frac{1}{2}$$

C_0 i D_0 oznaczają oddziaływania podpór C i D, jak dla belki rozciętej, zaś M_1 i M_2 momenty na podporach C i D. Po wstawieniu do powyższego wzoru wartości dla C_0 , D_0 , M_1 i M_2 , zależnych od stosunku $a:l_1 = k$, (względnie $a:l_0 = t$), wyrażającego położenie siły $P=1$ względem węzła A_0 B_0 , C lub D, oraz od stosunku $l_1:l_0 = m$ (rys. 12 a, T. 60) otrzymuje się:

1) przy położeniu siły $P=1$ w pierwszym lub trzecim przedziale:

$$C = D = \frac{P}{2} \left[k + \frac{m \cdot k (1 - k^2)}{3 + 2 m} \right];$$

2) przy położeniu ciężaru w środkowym przedziale:

$$C = D = \frac{P}{2} \left[1 + \frac{3 t}{m} \cdot \frac{1 - t}{3 + 2 m} \right];$$

nadając stosunkom „k” i „t” wartości od 0 do 1, można przy pomocy powyższych równań obliczyć i wykreślić linję wpływową dla ciśnień C i D (rys. 12 b, T. 60).

b) Obliczenie siły poziomej „H” w rozpo-

rze (ryglu). Siła pozioma „H” w rozporze wyraża się wzorem:

$$H = C \cdot \operatorname{tg} \alpha = C \frac{l_1}{h} = C \frac{m l_0}{h} = C \frac{m}{2m+1} \cdot \frac{L}{h}$$

TABLICA Nr. IX.

Rzędne linii wpływowej dla ciśnienia C (względnie D).

Wielkość n^{ta} względnie	Ciężar P=1 w pierwszym lub trzecim przedziale			Ciężar P=1 w środkowym przedziale:		
	$m = \frac{L_1}{L_0}$			$m = \frac{L_1}{L_0}$		
	$m=1/2$	$m=3/4$	$m=1/1$	$m=1/2$	$m=3/4$	$m=1/1$
0	0	0	0	0	0	0
0,1	0,0562	0,0583	0,0599	0,5675	0,5400	0,5270
0,2	0,1120	0,1160	0,1192	0,6200	0,5711	0,5480
0,3	0,1671	0,1728	0,1773	0,6575	0,5933	0,5630
0,4	0,2210	0,2280	0,2336	0,6800	0,6067	0,5720
0,5	0,2734	0,2812	0,2875	0,6875	0,6111	0,5750
0,6	0,3240	0,3320	0,3384	0,6800	0,6067	0,5720
0,7	0,3723	0,3797	0,3857	0,6575	0,5933	0,5630
0,8	0,4180	0,4240	0,4288	0,6200	0,5711	0,5480
0,9	0,4607	0,4642	0,4671	0,5675	0,5400	0,5270
1,0	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5

Ponieważ $\frac{m}{2m+1} \cdot \frac{L}{h}$ jest liczbą stałą, linja wpływowa dla „H” jest podobna do linii wpływowej dla C, a różni się od niej jedy-

nie tem, że wszystkie rzędne są pomnożone przez $\frac{l_1}{h}$.

c) *Obliczenie siły „Z” w zastrzale.* Siła „Z” w zastrzale wyraża się wzorem:

$$Z = \frac{C}{\cos \alpha} = C \frac{z}{h} \quad (\text{rys. 12 a, T. 60}).$$

Linia wpływowa siły „Z” w zastrzale jest podobna do linii wpływowej dla C, z tą tylko różnicą, że rzędne linii wpływowej dla C są pomnożone przez $\frac{z}{h}$.

Siły w rozporze i zastrzale znajduje się praktycznie, rozkładając C max., obliczone przy najniekorzystniejszym położeniu ciężarów ruchomych, na kierunki „Z” i „H” (rys. 12 a, T. 60).

d) *Obliczenie siły „S” w słupie.* Siła „S” w słupie wyraża się wzorem:

$$S = O_p - C.$$

O_p jest to oddziaływanie zwykłej belki $A_o B_o$, podpartej na 2-ch podporach.

Linia wpływowa O_p jest trójkątem o podstawie $2L$ i wysokości 1.

Biorąc różnicę rzędnych linii O_p i C otrzymuje się linię wpływową dla „S” (rys. 12 e, f, T. 60).

e) *Obliczenie M_{max} belki głównej.* Moment zginający w belce głównej wyraża się wzorem:

$$M_x = M_o - H.y; \text{ we wspomnianym wzorze:}$$

$$y = x \cdot \operatorname{tg} \alpha,$$

$$H = C \cdot \operatorname{ctg} \alpha$$

Po podstawieniu wartości dla „H” i „y” do powyższego wzoru otrzymuje się:

$$H.y = C.x \operatorname{tg} \alpha, \operatorname{ctg} \alpha = C.x$$

M_0 — oznacza moment w przekroju belki, oddalonym od podpory o „x”, jak dla belki zwykłej, podpartej na 2-ch podporach, którego linia wpływowa ma kształt trójkąta z wierzchołkiem, znajdującym się w odległości „x” (rys. 12 c, T. 60).

Linję wpływową $C.x$ wykreśla się mnożąc wszystkie rzędne linii wpływowej C przez wartość $x = 0,1, 0,2$ i t. d. (rys. 12 c, T. 55).

Odejmując rzędne linii wpływowej „H.y” od odnośnych rzędnych linii wpływowej M_0 , otrzymuje się linję wpływową M_x , które równanie jest następujące:

$$M_x = P.k.m.l_0 - \frac{P.k^2.m^2.l_0}{2.m+1} - \frac{P}{2} \left[k - \frac{m.k(1-k^2)}{2.m+3} \right] k.m.l_0$$

Wartość „k”, przy którym M_x jest największe, znajduje się z warunku $\frac{d M_x}{d k} = 0$.

B. Założenie 2-gie.

W tym wypadku przyjmuje się, że belka główna jest rozcięta w węzłach C i D (T. 61).

a) *Obliczenie oddziaływań „C” i „D”.* Ponieważ ciśnienia C i D są sobie równe bez względu na to gdzie ciężar „P” się znajduje, wielkość oddziaływania C, przy położeniu ciężaru $P=1$ w punkcie C, wynosi:

$$C=D=\frac{P}{2}$$

Linja wpływowa dla C posiada kształt trapezu, którego rzędne pod punktami C i D równają się 0,5 (rys. 13 b, T. 61).

b) *Linja wpływowa dla siły „Z” w zastrzale.* Linja wpływowa dla siły „Z” w zastrzale wyraża się równaniem:

$$Z = C \cdot \frac{z}{h}$$

i oblicza się z linii wpływowej dla C, mnożąc jej rzędne przez wielkość $\frac{z}{h}$.

c) *Linja wpływowa dla siły „H” w rozporze.* Linja wpływowa dla siły „H” w rozporze wyraża się równaniem:

$$H = C \cdot \frac{l_1}{h}$$

i oblicza się mnożąc rzędne linii wpływowej dla „C” przez $\frac{l_1}{h}$.

d) *Linja wpływowa dla siły „S” w słupie* posiada kształt trójkąta, zbudowanego na odcinku DD, której rzędna pod punktem B₀ wynosi 1 (rys. 13 c, T. 61).

Belkę główną oblicza się jako belkę o rozpiętości l₀, podpartą na 2-ch podporach.

„M_{max}” otrzymuje się przez ustawienie ciężarów na belce o rozpiętości l₀ w ten sposób, aby środek belki dzielił na 2 równe części odległość pomiędzy wypadkową, a ciężarem, znajdującym się najbliżej wypadkowej.

e) *Ogólne zestawienie sposobów obliczania poszczególnych części mostu z rozpornicą rygło-*

wo-trapezowa. Zastrzały i rozpory liczy się, przyjmując belkę główną jako belkę ciągłą, zaś słupy i belkę główną oblicza się przy założeniu, że belka główna jest rozcięta we wszystkich węzłach.

Wszystkie elementy mostów zastrzałowych, pracujących na ściskanie, należy obliczać na wyboczenie.

Belki główne mostów o rozpornicy trójkątnej oblicza się z wzoru:

$$M = 0,15 q \cdot l^2.$$

w którym $l = \frac{L}{2}$, zaś „q” oznacza ciężar za-

stępczy dla momentu. Ciężarem zastępczym dla momentu nazywa się ciężar równomiernie rozłożony na całym przęśle, wywołujący te same bezwzględnie największe momenty co i ciężar ruchomy.

Wymiary przekroju poprzecznego zastrzałów wynoszą 0,6 wymiarów belek głównych.

Najkorzystniejsze pochylenie zastrzałów do pionu wynosi 45° (rys. 1. T. 51).

Belki główne mostów o rozpornicy trapezowej oblicza się z wzoru:

$$M = 0,21 q \cdot l^2,$$

w którym $l = \frac{2 l_1 + 2}{3}$, zaś „q” oznacza ciężar zastępczy.

Rzopory i zastrzały posiadają wymiary nrzekroju, równe 0,8 wymiarom belki głównej (rys. 3, T. 52).

26.
Skrócone
obliczenie
przęseł
o rozporni-
cy trójkąt-
nej.

27.
Skrócone
obliczenie
przęseł
o rozporni-
cy trapezowej.

28.
Zastosowanie siodełek.

Siodełka służą do stworzenia lepszej podstawy i umożliwienia dobrego złączenia belek, jak również do ich wzmocnienia. Przy zastosowaniu siodełek belki główne obliczać należy jako belki zwykłe, których rozpiętość zmniejszona jest o 15% w stosunku do ich rzeczywistej rozpiętości.

Przy zastosowaniu siodełek z zastrzałami dla obliczenia belki głównej przyjmuje się jako rozpiętość belki odległość pomiędzy punktami podparcia siodełek przez zastrzały (rys. 14 a, b, T. 62).

CZĘŚĆ II.

PROWIZORYCZNA ODBUDOWA MOSTÓW KOLEJOWYCH.

Odbudowa mostów polega na wykorzystaniu użytecznych części zburzonego mostu.

Rodzaje odbudowy dzielą się:

- 1) na całkowitą odbudowę pewnej części mostu (przęsła, podpory i t.d.);
- 2) na częściową odbudowę zniszczonego mostu (podniesienie zwalonej części, wzmocnienie jej lub uzupełnienie i t.d.).

Ogólnie biorąc, odbudowany prowizorycznie most kolejowy składa się:

- a) z podniesionej, użytecznej części starego mostu stałego;
- b) z dodanych wzmocnień i uzupełnień pewnej części mostu;
- c) z nowych przęseł;
- d) z podpór lub przyczółków starych, uzupełnionych lub wzmocnionych, względnie na nowo zbudowanych;
- e) z toru kolejowego na moście lub jezdni wraz z torem kolejowym.

29.
Rodzaje odbudowy mostów.

30. Czynniki wpływające na sposób odbudowy mostów. O sposobie odbudowy mostu kolejowego decydują głównie następujące czynniki:
a) czas przeznaczony na odbudowę;
b) rozporządzalny materiał;
c) możliwość wykorzystania użytecznych części zburzonego mostu.

31. Zastosowanie podnoszenia przęseł. Podnoszenie opadłych przęseł, a w następstwie ich użycie, może okazać się celowe i korzystne jeżeli:
a) część opadła mostu nie wykazuje większych deformacyj, a tem samem istnieje możliwość użycia jej przy zastosowaniu ewentualnych wzmocnień, dających się łatwo i szybko wykonać;

b) wysokość z jakiej belka główna opadła nie jest zbyt wielka;

c) rzeka nie jest zbyt głęboka;

d) przęsło wskutek upadku nie zostało zanadto odsunięte od osi;

e) istnieje możliwość uchwycenia lub podparcia przęsła w związku z zamierzonym jego podnoszeniem;

f) prace związane z podnoszeniem przęsła są mniejsze, względnie wymagają mniej czasu, niż budowa nowych przęseł;

g) brak odpowiedniego materiału, zmusza do tego.

32. Wypadki podnoszenia. Przy podnoszeniu opadłego przęsła mogą zajść dwa różne wypadki:

a) podnoszenie odbywa się na terenie suchym,

b) podnoszenie odbywa się z wody.

W pierwszym wypadku przygotowanie punktów podparcia polega na ułożeniu na wy-

równanym gruncie, w odpowiednim miejscu pod węzłami klatek z podkładów kolejowych, na których przesła zostaje dźwignięte (rys. 25 a, rys. 1, T. 1). W drugim zaś wypadku trzeba wpierv zbudować odpowiedni fundament (w postaci rusztu z pali), na którym dopiero układa się klatki z podkładów (rys. 25 b, rys. 2, T. 2).

Przed przystąpieniem do podnoszenia belek kratowych, zajmujących położenie strome, należy wyżej położony koniec przesła podeprzeć zapomocą klatek z podkładów, a ponadto, o ile to jest możliwe, zawiesić go przy pomocy lin lub łańcuchów na istniejących konstrukcjach, zajmujących położenie stałe, względnie przymocować go do specjalnie w tym celu zabitych pali (rys. 1, T. 1).

Ze sposobów podnoszenia przesła (belek) kratowych najważniejszymi są:

1) podnoszenie belek kratowych za dolny pas przy pomocy dźwigów na dwóch oddzielnych klatkach, ułożonych na suchym terenie,

2) podnoszenie belek kratowych za dolny pas przy pomocy klatek, ułożonych na kamiennym narzucie w wodzie,

3) podnoszenie belek kratowych za górny pas przy pomocy podnoszącej belki poprzecznej i dźwigów na dwóch klatkach zbudowanych na fundamencie z pali,

4) podnoszenie belek kratowych za górny pas przy pomocy dwóch podnoszących belek na klatkach, ustawionych między belkami kratowymi,

33.
Sposoby
podnosze-
nia.

5) podnoszenie belek kratowych najpierw za górny, a potem za dolny pas przy pomocy dwóch podnoszących, poprzecznych belek i dźwigów, na czterech klatkach ułożonych, na fundamencie z pali,

6) podnoszenie belek kratowych za górny pas przy pomocy specjalnych wieszadeł, przymocowanych do poprzecznej, podnoszącej belki,

7) podnoszenie belek kratowych za górny pas przy pomocy wieszadeł i wałkowych wózków, jeżdżących na podnoszącej belce,

8) podnoszenie belek kratowych najpierw za górny pas przy pomocy wieszadeł i wózków, umieszczonych na podnoszącej belce, a potem za dolny pas przez podpieranie,

9) podnoszenie belek kratowych za górny pas przy pomocy dźwigów śrubowych i podnoszącej belki,

10) podnoszenie belek kratowych przy pomocy wielokrążków,

11) podnoszenie belek kratowych przy pomocy masztu i kołowrotu,

12) podnoszenie belek kratowych przy pomocy galarów.

34.
Podnosze-
nie prze-
sia na te-
renie su-
chym.

Podnoszenie przęsła na terenie suchym odbywać się może bezpośrednio zapomocą dźwigów, umieszczonych na klatkach z podkładów, albo pośrednio przy użyciu dźwigarów poprzecznych, dźwigów oraz klatek z podkładów.

W pierwszym wypadku (dźwiganie bez użycia dźwigara poprzecznego) buduje się wpierw w odpowiednim miejscu klatki z podkładów, na których umieszcza się po jednym

dźwigu. Dźwigi nie spoczywają bezpośrednio na podkładach, lecz na specjalnym klocku lub na płycie żelaznej. Między górną powierzchnią dźwigu i dolną powierzchnią mostu wstawia się kawałek deski.

Samo dźwiganie polega na wykonaniu dwóch czynności, a mianowicie:

1) na dźwiganiu belki kratowej zapomocą dźwigu o wielkość skoku,

2) na zabezpieczaniu belki w jej nowem położeniu przez stopniowe nadbudowywanie klatki.

W drugim wypadku (dźwiganie przy pomocy dźwigarów poprzecznych) dźwigi nie działają bezpośrednio na konstrukcję mostu, a zapomocą dźwigarów (pojedynczych lub podwójnych, które się umieszcza wpoprzek mostu pod pasami dolnemi, względnie pasami górnemi). Dźwiganie odbywa się zapomocą 4-ch dźwigów, ustawionych po 2 z każdej strony.

Przy podnoszeniu przęsła z wody należy wpierrw wybudować ruszt w postaci jarzm, na którym dopiero układa się klatki z podkładów. Samo podnoszenie odbywa się przy pomocy dźwigarów poprzecznych, które umieszcza się zwykle pod pasami górnemi. Przebieg czynności przy dźwiganiu mostu zapomocą dźwigów jest ten sam, jak przy dźwiganiu na terenie suchym.

W skład partji, przeznaczonej do obsługi dźwigów, umieszczonych pod każdą belką kratową, jak również do nadbudowywania klatek z podkładów, na których dźwigi te się znajdują, wchodzi:

35.
Podnoszenie mostu z wody.

36.
Podział partji roboczych przy dźwiganju.

- 1) dwóch saperów, obsługujących każdy dźwig hydrauliczny,
- 2) jeden cieśla, wykonywający roboty ciesielskie, jak przyciosywanie, względnie podklinowywanie podkładów, układanych w postaci klatki,
- 3) dwóch saperów, układających podkłady (nadbudowywujących klatkę) w miarę dźwigania mostu,
- 4) czterech saperów, wykonywających roboty dodatkowe, polegające na wzmacnianiu klatek zapomocą stężeń, kleszczy i t. p.,
- 5) odpowiednia ilość saperów, przeznaczonych do donoszenia podkładów.

Komendantem partji jest 1 podoficer, który jest odpowiedzialny za prawidłowość podnoszenia belki oraz należyte nadbudowywanie klatki dźwigającej.

Dźwiganie mostu wykonywają 2 partje w powyższym składzie, nad któremi obejmuje kierownictwo 1 oficer.

Wzniesienie przęsła na wysokość jednego podkładu (18—20 cm) wraz z nadbudowaniem klatki trwa średnio 30—40 minut.

37.
Wskazówki
i środki
ostrożności
przy pod-
noszeniu
mostu.

1) Dźwigać należy jednocześnie i równomiernie wszystkimi dźwigami. O ile przęsło jest poprzecznie przechylone, należy wpierv przechyłkę tę usunąć przez podniesienie odpowiedniej strony przęsła.

2) Każde nowe położenie przęsła musi być natychmiast zabezpieczone przeciwko wywrotowi.

3) W razie dźwigania mostu zapomocą dźwigarów poprzecznych, muszą być one rów-

niez stale zabezpieczone przeciwko wywrotowi lub zsunięciu się.

4) Dźwigana część mostu musi być uwolniona od wszelkich sił zewnętrznych, postronnych, jak zaparcia, zahaczenia, złączenia i t. p., to znaczy musi pozostawać jedynie pod działaniem ciężaru własnego.

5) Dźwiganie przeprowadzać należy jednym ciągiem, nie rozkładając go na okresy dłuższe, aby podnoszone przeszło niedługo spoczywało na tymczasowych podporach.

6) Do jednej i tej samej pracy podczas dźwigania używać należy, o ile możności, jednych i tych samych szeregowych.

7) Odpowiedzialność za całą robotę oddać należy jednej i tej samej osobie.

Przesło mostu kolejowego może być przesunięte:

1) w kierunku osi podłużnej mostu (rys. 5 T. 5, rys. 6 a, b, T. 6),

2) w kierunku osi poprzecznej mostu (rys. 4 c, T. 4).

Przesuwanie odbywa się w obu wypadkach zapomocą *przesuwni*, względnie specjalnej *jezdni*.

Przesuwnia składa się z jednej lub kilku szyn, przynocowanych zapomocą haków do górnej warstwy podkładów (w klatce z podkładów), względnie do kaptura (w jarzmie). Szyny te biegną w kierunku, w którym przeszło ma być przesunięte. Przy przesuwaniu podłużnem szyny umieszcza się pod pasami dolnemi, zaś przy przesuwaniu poprzecznem—pod poprzecznicami. Do posuwania konstrukcji

38.
Przesuwa-
nie prze-
seł.

wzdłuż, względnie wpoprzek, używa się lin oraz wielokrażków. W tym celu zawiesza się wielokrażek z jednej strony przy pasie dolnym, zaś z drugiej strony umocowuje się go do jakiegoś punktu stałego (np. do zabitego pala), a następnie ściąga się zapomocą dźwiga budowlanego linę wielokrażka (rys. 6 b, T. 6).

Zamiast wielokrażków można również używać dźwigów korbowych (skrzynkowych), względnie dźwigów suportowych.

W razie znacznych przesunięć mostu w kierunku poprzecznym lub w razie niemożności bezpośredniego oparcia konstrukcji o szyny wprowadza się pomiędzy przesuwnię szynową a konstrukcję dźwigary żelazne, które służą jako sanki. Wtedy jednak wielokrażek przy-mocowuje się nie do pasów dolnych, a do dźwi-garów. Ponadto pomiędzy dźwigar a szyny wkłada się płytki, które ułatwiają ruch posu-wisty.

Jezdnie. Dłuższe przesunięcia mostu, jako też zwykłe przesunięcia mostu w kierunku osi mostu uskutecznia się przeważnie przy pomocy toru z szyn (przesuwni), po którym poruszają się w różnych wypadkach *wałki*, *krążki* i *wózki* (rys. 6 c, T. 6 i rys. 7 a b, T. 7).

Wálki. Jako wálki służą osie wagonów kolejowych, wálki łożyskowe, wreszcie wálki z drzewa twardego.

Na wálkach opierają się szyny, przytwier-dzone do pokładów poprzecznych, umocowa-nych do pasów dolnych. Szyny te zwrócone są przeważnie swemi główkami do wálków (rys. 8, T. 8 a).

Dopuszczalne obciążenie wałków zależne jest od materiału, z jakiego są one wykonane, oraz od ich średnicy.

Średnica wałków w cm:		6	8	10	12	14
Dopuszczalne obciążenie wałków w kg.	z żelaza łanego	420	620	870	920	1020
	ze stali	810	1200	1690	1800	2000

Krażki. Krażek jest to wałek stalowy, średnicy około 200 mm, osadzony na osi, o grubości 50 mm, i obracający się w specjalnych łożyskach (rys. 6 c, T. 6). Istnieją dwa rodzaje krażków: krażki nieruchome, umocowane na podporach, oraz ruchome, przymocowane pod konstrukcją mostową do pasów dolnych. W pierwszym wypadku pas dolny, uzbrojony w szyny, zwrócone główką na dół, przesuwają się po krażku, obraca go i wspiera się stale na nim (rys. 8, T. 8 a), w drugim zaś wypadku krażek wraz z przęsłem posuwają się po przesuwnej szynowej (rys. 6 c, T. 6).

Wózki. Do przesuwania cięższych konstrukcyj używa się specjalnych wózków (rys. 9 T. 8 B). Wózki te składają się z silnej ramy, osadzonej na pełnych kołach (2—8 kół) i poruszają się po torze z dwóch lub więcej szyn. Na wózku znajduje się pośrodku płyta, umożliwiająca połączenie pasa dolnego mostu z wózkiem, względnie umieszczenia na nim dźwigu hydraulicznego.

Do przesuwania mostów nad wodą w kie-

runku podłużnym lub poprzecznym potrzebne są podpory dwojakiego rodzaju, a mianowicie:

1) do przesuwania podłużnego: filary drewniane, odpowiednio zabezpieczone przeciwko wywrotowi, posiadające głowicę, umożliwiającą umieszczenie na niej wałków lub krążków,

2) do przesuwania poprzecznego: odpowiednio szerokie jarzma podwójne.

39.
Narzędzia
do dźwi-
gania bel-
ki głównej.

Przy odbudowie mostów do dźwigania belki głównej względnie jej części składowych używa się następujących przyrządów: 1) krążek stały, 2) krążek ruchomy, 3) wielokrążek, 4) wielokrążek różnicowy, 5) dźwig hydrauliczny.

Oznaczając przez P — siłę poruszającą, przez Q ciężar podnoszony, związek pomiędzy siłami zewnętrznymi będzie następujący:

1) przy krążku stałym:

$$P = \frac{Q}{\eta}, \text{ gdzie } \eta \text{ dla lin konopnych wynosi } 0,89$$

„ łańcuchów „ 0,95

2) przy krążku ruchomym:

$$P = \frac{Q}{2\eta}, \text{ gdzie } \eta \text{ dla lin konopnych wynosi } 0,94$$

„ łańcuchów „ 0,97

3) Przy wielokrążku:

$$P = \frac{Q}{2n\eta}, \text{ gdzie } \eta \text{ zależne jest od ilości}$$

krążków „ n ” i wynosi:

dla „ n ” przy linach konopnych (przy łańcuchach)

„ 1	0,844	0,927
„ 2	0,759	0,880
„ 3	0,685	0,848
„ 4	0,620	0,805

5) przy pomocy stałego zawieszenia na kolejce linowej i opuszczenia,

6) przy pomocy żurawia,

7) przy pomocy lekkiego i odpowiednio długiego dzioba, domontowanego do nasuwanego przęsła,

8) sposobem wspornikowym, np. przy budowie mostów składanych systemu „R.-W”. i „K.”,

41. O ile większe przęsła kratowe są jednakowej rozpiętości można całe przęsło nieuszkodzone przesunąć w miejsce przęsła zniszczonego, wskutek czego można zaoszczędzić sobie budowę wielu przęseł drobnych o wysokich podporach w miejscu trudnem, na głębszej wodzie, a liczne przęsła drobnej rozpiętości zbudować bliżej brzegu.

Wymiana belek kratowych za pomocą przesuwania z jednego przęsła na drugie.

Przesuwanie skutecznia się na 3-ch pomocniczych podporach. Głowice tych podpór tworzą płaszczyznę, po której poruszają się wałki. Pas dolny belki kratowej wyrównuje się przez ułożenie pod nim okutych belek drewnianych lub szyn.

Belka kratowa zostaje wpierv podniesiona, następnie osadzona na wałkach, a wreszcie uruchomiona zapomocą uwiązanych do dźwiga budowlanego lin. Dzwig ten może być ustawiony na belce kratowej, albo na jednym lub drugim brzegu przeszkody.

42. Przez przecięcie choćby niezupełne belki głównej, t. j. uszkodzenie pasów lub krzyżulców, ścięgien, zastrzałów lub słupów, całe przęsło mostu staje się nieużyteczne, wymaga zatem bezwarunkowo pośredniego podparcia belki

Następstwa różnych odmian zniszczenia mostu.



kratowej w pobliskich węzłach przy przekroju przecięcia.

Przez przecięcie, względnie uszkodzenie jednej tylko poprzecznicy powstaje, pomijając już inne względy, część nieużyteczna mostu na przestrzeni dwóch przedziałów, przylegających do tej poprzecznicy.

Przez uszkodzenie jednej podłużnicy powstaje nieużyteczna część mostu na przestrzeni jednego przedziału.

To też, zależnie od rodzaju i stopnia uszkodzenia, odbudowa (naprawa) mostu polegać będzie na zbudowaniu nowego mostu leżajowego wraz z nowymi podporami, względnie na wzmocnieniu uszkodzonych, ale użytecznych części mostowych.

Rozpatrując w dalszym ciągu zburzone przęsło mostu kratowego, wieloprzęsłowego, należy liczyć się z następującymi odmianami zniszczenia:

a) przęsło zniszczone może być przecięte całkowicie, jednak obie części pomimo to nadają się częściowo do dalszego użycia,

b) w przęsle zniszczonem przez przecięcie i opadnięcie jedna tylko część nadaje się do dalszego użycia,

c) obie części wskutek zdeformowania nie nadają się do dalszego użytku.

W pierwszym wypadku do odbudowania mostu wystarczy podniesienie obu części w pierwotne położenie, nowe podparcie i wzmocnienie ich zapomocą dodatkowych krzyżulców, słupów, względnie narożników. Na pozostałej przestrzeni (pomiędzy podniesionymi

częściami przęsła) buduje się nowe prowizoryczne, przęsło.

W drugim wypadku część mostu, nienadająca się do użytku, musi być zastąpiona przez prowizorium (most leżajowy lub kratowy).

W trzecim wypadku musi być zbudowany na całej długości dawnego przęsła nowy most tymczasowy.

Wskutek zniszczenia jednego filara środkowego, most zostaje przerwany odrazu na przestrzeni dwóch przęseł. Przy takim zniszczeniu zostają uszkodzone często i same narożniki belek, przez co powstaje większa długość mostu nieużyteczna.

O ile przy odbudowie takiego mostu liczyć się trzeba z tem, że prędzej czy później w miejscu, w którym stał stary filar, musi być wybudowany nowy filar, dla którego trzeba pozostawić wolną przestrzeń, to wówczas podpory prowizoryczne buduje się zwykle po prawej i lewej stronie dawnego filara, a część wolną zabudowuje się mostem leżajowym z belek drewnianych lub żelaznych.

Typy podpór dodatkowych dla różnych wysokości podpieranych belek uwidocznione są na rys. 9 b, T. 9, rys. 10 a, b, T. 10, rys. 11 a, T. 11, rys. 12 a, b, T. 12, rys. 13 a, T. 13 A, rys. 14 a, b, c, d, T. 14 A. B.

43. Sklepienia małych przepustów (do 3 m rozpiętości) odbudowuje się przez ułożenie na podporach zbitej warstwy okrągłaków, w pewnych wypadkach wzmocnionych konstrukcją rozporową, trójkątną lub trapezową. Ewentualne nierówności podpór wyrów-

Tymczasowa odbudowa przepustów sklepionych.

nywa się zapomocą stosu drzew, podkładów kolejowych lub okraglaków łupanych.

Przepusty sklepione całkowicie zniszczone w ten sposób, że nawet dolne części przyczółków nie nadają się do dalszego użytku, t. j. do wsparcia na nich belki głównej, muszą być na nowo zbudowane. Najprostszy sposób odbudowy przepustów polega na ustawieniu w otworze przepustu klatek z drzewa (podkładów, okraglaków i t. p.).

Tak samo można prowizorycznie odbudować przepusty sklepione w wypadkach, gdzie ponad kluczem sklepienia znajduje się warstwa ziemi znacznych wymiarów. Wówczas, zależnie od wielkości przepustu, wielkości przepływu wody i wielkości warstwy ziemi ponad przepustem się znajdującej, a wreszcie i stopnia uszkodzenia przepustu, odbudowa tymczasowa będzie różna. Zazwyczaj polegać ona będzie na wzmocnieniu sklepienia przez wbudowanie konstrukcji rozporowej, trójkątnej lub trapezowej wraz z silnem opierzeniem.

O ile wysokość nasypu nad kluczem jest bardzo znaczna, wskutek czego oczyszczenie i odgrzebanie przepustu wymagałoby poruszenia i wywiezienia ziemi o znacznej kubaturze, wówczas trzeba w niektórych wypadkach nawet zrezygnować czasowo z dawnego, nisko, a racjonalnie założonego przepustu. W tym wypadku należy resztki niedźwiałne przepustu od dołu oczyścić, wytrzymałe podeprzeć, a w razie potrzeby, wybudować nowy przepust o większej rozpiętości.

O ile przepust sklepiony, znajdujący się w wielkim nasypie został w ten sposób zniszczony, że nie tylko samo sklepienie zostało wysadzone, ale również i przyczółki zostały wraz z nasypem poza skrzydłami przez wybuch i wstrząśnienie wzruszone tak, że użycie ich dla podparcia belki głównej jest wykluczone, wówczas nie pozostaje nic innego, jak tylko założyć konstrukcję kratową o większej rozpiętości i oprzeć ją przy pomocy podpór, zdudowanych w punktach poza dawnymi przyczółkami przepustu.

Resztki przyczółka i sklepienia mogą wtedy służyć jedynie do podparcia rusztowania, umożliwiającego złożenie mostu kratowego; ciężar mostu musi jednak przenosić się na grunt wytrzymały poza skarpa naturalną.

44.
Wzmocnienie sklepienia.

O ile sklepienie w moście zostało bardzo uszkodzone i stało się nieużyteczne, wówczas zastępuje się ono mostem provizorycznym, leżajowym, położonym w odpowiedniej wysokości nad sklepieniem, wskutek czego sklepienie zostaje odciążone, a ciśnienia pionowe przenoszą się wprost na podpory lub też poza nie. Wskutek tego umożliwiona jest odbudowa sklepienia bez wywoływania przerwy w ruchu kolejowym.

Przy większych sklepieniach dużych wiaduktów muszą sklepienia, sąsiadujące z miejscem zupełnie zniszczonem, otrzymać bezwarunkowo wzmocnienie od wewnątrz i zewnątrz, nawet w wypadku, gdy sklepienia te nie wykazują śladów uszkodzeń. Sklepienia takie muszą otrzymać od wewnątrz starannie wy-

konane konstrukcje rozporowe, trójkątne i trapezowe, na które przenosi się ciśnienie sklepienia zapomocą opierzenia i słupów pośrednich (rys. 4, T. 15 E).

Prócz tego otrzymują pozostałe sklepienia zabezpieczenia od zewnątrz, polegające na podparciu pozostałych resztek dawnego sklepienia, jako też filarów zapomocą słupów, ram lub całych kratowych zastrzałów (rys. 1, T. 15 e).

Mostem obwodowym nazywa się taki most, który jest zbudowany poniżej lub częściowo powyżej zniszczonego mostu. Budowa mostu obwodowego może okazać się konieczna, jeżeli:

1) osiąga się wskutek tego znaczny zysk na czasie lub materiale,

2) zniszczony most ma być w najbliższym czasie odbudowany jako most stały, przyczem postawiono warunek, aby odbudowa ta mogła być przeprowadzona bez jakiegokolwiek przeszkody, t. j. bez konieczności wywoływania przerwy w ruchu kolejowym.

Budowa mostu obwodowego może dać zysk na czasie i materiale, o ile:

a) koryto rzeki w miejscu zniszczonego mostu kolejowego jest bardzo zawalone żelazem i resztkami zniszczonego mostu kolejowego, wskutek czego oczyszczenie jego wymagałoby dużo czasu;

b) zniszczony most posiada tak znaczną

45.
Mosty ob-
wodowe.

wysokość, że odbudowa jego wymagałaby bardzo wysokich podpór, a natomiast istnieje możność wybudowania obok zniszczonego mostu—mostu prowizorycznego o znacznie mniejszej wysokości.

Przy wyborze miejsca, na którem ma być zbudowany most obwodowy, należy uwzględnić następujące okoliczności:

1) jeżeli opadłe do rzeki belki kratowe leżą na dnie rzeki i nie zachodzi obawa zniszczenia lub zepchnięcia tych belek, albo ich części żelaznych przez prąd wody, wówczas most obwodowy może być zbudowany poniżej mostu zniszczonego. Nie jest to jednak wskazane, gdyż pewności tej zazwyczaj nie posiadamy;

2) odległość mostu obwodowego od mostu zniszczonego nie powinna być zbyt mała, aby w ten sposób uniknąć możliwości podmycia podpór mostu obwodowego, które może być wywołane przez zwięźenie koryta rzeki i zwiększony z tego powodu prąd wody w tem miejscu;

3) most obwodowy, zbudowany powyżej mostu zburzonego, narażony jest w większym stopniu na bezpośrednie uderzenia i uszkodzenia niż most obwodowy, położony poniżej mostu starego, ale zato nie grozi mu niebezpieczeństwo uszkodzenia ze strony zburzonego mostu. Wskutek spiętrzania się wody w tem miejscu, podpory jego muszą być nieco wyższe i więcej w wodzie zagłębione.

Ma to miejsce zwłaszcza wówczas, o ile odległość mostu obwodowego od mostu zburzonego nie jest wielka;

4) jeżeli tor obwodowy jest dostatecznie długi, wówczas jego spadek może dochodzić do 25‰, wskutek czego można znacznie obniżyć niweletę mostu obwodowego;

5) o ile tor główny przed i za mostem zburzonym położony jest w linii prostej, wówczas tor obwodowy łączy się z tym torem za pomocą łuków o promieniu $R=180$ m. Łuki odwrotne w torze obwodowym posiadają również te same promienie.

Jeżeli belki kratowe zburzonego mostu opadły pomiędzy filary i spiętrzają znacznie wodę, a usunięcie opadłych części mostu wymagałoby dużo czasu, wówczas można rozdzielić wodę, kierując ją zapomocą tam pod przęsła przybrzeżne.

Konserwacja mostu polega na konserwacji podpór, belki głównej, nawierzchni i łączników.

46.
Konserwacja mostów tymczasowych.

a) *Konserwacja podpór* polega na ich wzmocnieniu, o ile wykazują one zbyt małą stałość, t. j. chwieją się w chwili przejazdu pociągów. Wzmocnienie to polega na dodatkowym powiększeniu ilości pali, zaciągnięciu dodatkowych zastrzałów, albo nawet zbudowaniu nowych podpór tuż obok starych w celu odciążenia pierwszych. O ile podpory obniżą się należy do uzyskania potrzebnej wysokości wstawić pomiędzy kaptur a belkę główną odpowiedniej wysokości kliny i klocki. Szczególną uwagę należy zwrócić na działanie wody i kontrolo-

wać jej wpływ przez stałe sondowanie, a to celem stwierdzenia, czy podpory nie są narażone na podmycie, które może być spowodowane zbytnią chyżością wody.

b) *Konserwacja belki głównej* polega na usztywnieniu jej w ten sposób, aby belki główne ugięły się jedynie sprężysto w kierunku pionowym; żadne inne ugięcie boczne belek głównych nie jest dopuszczalne.

Boczne wychylenia muszą być usunięte przez usztywnienie belek na podporach i w miejscach, w których znajdują się podciąg.

Przy zbyt wielkich wygięciach muszą być belki dodatkowo podparte, co się uskutecznia przez wbudowanie nowych filarów. Przy konserwacji należy zwracać szczególną uwagę na łączniki, które łączą poszczególne części konstrukcyjne, a tem samem usztywniają je.

O ile klamry (szpony) nie trzymają należyście, należy je wyjąć i zabić w nowem miejscu. Śruby należy ustawicznie naciągać, kliny i trzpienie pobijać.

c) *Konserwacja pomostu* polega na badaniu czy wszystkie podkłady (mostownice) należyście spoczywają na belkach głównych i są z nimi ściśle połączone. Jeżeli pomiędzy mostownicami a belkami głównymi powstały szpary, to należy wypełnić je klinami dociągając jednocześnie śruby.

Szczególną uwagę należy zwracać na przytwierdzenie szyn do mostownicy i na odpowiednią szerokość toru.

Przy przepustach należy utrzymywać cały przepływ wolny, tudzież wlot i wylot, a ponadto

zwracać baczną uwagę na zabezpieczenie dna i przyczółków przed podmyciem.

Po moście tymczasowym mogą kursować tylko takie parowozy, dla jakich most został obliczony.

Ograniczenie to odnosi się również do liczby parowozów, które mogą się znajdować jednocześnie na danym moście, względnie prześle. Chyżość pociągów przy przejeździe przez mosty tymczasowe nie może przekraczać 5—10 km na godzinę. Personel służby ruchu musi być ostrzeżony, na których mostach należy chyżość pociągu zmniejszyć. Niezależnie od tego ustawia się po obu stronach mostu sygnały ostrzegawcze, wskazujące największą dopuszczalną szybkość, z jaką można przejeżdżać przez dany most.

Ponadto każdy most wymaga ciągłego dozoru oraz ciągłej naprawy bieżącej, polegającej na wzmacnianiu, względnie wymianie zużytych części mostu.

Naprawa ta musi być wykonana zawsze na czas, aby nie dopuścić do większego zużycia poszczególnych części mostu tymczasowego, któreby spowodowało konieczność przerwania ruchu na jakiś czas na danym moście.

Celem zabezpieczenia mostu, a raczej podpór przed uszkodzeniem przez płynące z wodą drzewo, względnie krę, ustawia się przed podporami w odpowiedniej odległości izbice, zaś celem zabezpieczenia podpór przed podmyciem obrzuca się je narzutem kamiennym, względnie skierowuje się prąd wody zapomocą tam, o ile możności, w środek przesła.

47.
Środki
ostrożności
i zabezpie-
czenie mo-
stów tym-
czasowych.

48.
Typowe
sposoby od-
budowy
mostów.

Umieszczone na końcu instrukcji rysunki przedstawiają różne przykłady odbudowy mostu. I tak:

Rys. 9 a. T. 9 przedstawia belkę blaszaną, podpartą i wzmocnioną przez złożony filar, składający się z dwóch kozłów nasadzonych, skratowany mieczami oraz z rusztu leżącego, zastępującego zniszczoną podłużnicę.

Rys. 9 b. T. 9 przedstawia filar (jarzmo wielokrotne), podpierający belkę kratową z jezdnią górą, oraz przesło leżajowe.

Rys. 9 c. T. 9 przedstawia wzmocnienie słupa, wykonane zapomocą czterech belek ześrubowanych wzajemnie; belki te posiadają pod pasami kapturki i okucia.

W powyższy sposób wzmacnia się zawsze wszelkie słupy, narożniki i zastrzały.

Rys. 10 a, b T. 10 przedstawia filar dla belki kratowej z jezdnią dołem i belki leżajowej drewnianej.

Rys. 11 a, b T. 10 przedstawia filar złożony, podpierający z lewej strony resztkę starej konstrukcji kratowej, z jezdnią górą, z prawej — przesło Kohna, zaś w środku — belkę leżajową.

Rys. 12. T. 12 przedstawia most kratowy o rozpiętości 30 m, odbudowany przy pomocy dwóch podpór głównych i belki leżajowej drewnianej.

Rys. 12. T. 12. przedstawia odbudowę mostu kratowego (belka górno — paraboliczna), zburzonego przez przecięcie belki w przekroju „a—b”. Most ten został podniesiony i podparty dwiema podporami głównymi, dźwi-

gającemi belki kratowe i dwiema pośrednimi, podpierającemi belki leżajowe.

Na belkach leżajowych, dla uzyskania potrzebnej wysokości niwelety, jest ułożony leżący ruszt.

Rys. 14 T. 14 podaje plan podpory głównej i pośredniej dla wypadku, gdzie resztką starej konstrukcji kratowej, podniesiona i użyta, sąsiaduje na prawo z przewidywanym dźwigarowym $L=10$ m, a pomiędzy nimi podłużnice w jednym przedziale (długość $L=3,75$ m) spełniają zadanie krótkiej belki leżajowej, pośredniej.

Schematycznie podane różne przykłady i wypadki zniszczenia mostów oraz ich odbudowania (rys. 1—5 T. 15 a, rys. 1—4 T. 15 b, rys. 1—5 T. 15 c, rys. 1—4 T. 15 d, i rys. 1—5 T. 15 e) umożliwią i ułatwią w każdym wypadku powzięcie decyzji co do sposobu odbudowy mostu w ogólnych zarysach.

Szczegóły zaś konstrukcji belek i podpór, połączeń, wzmocnień dla różnych wypadków podają wyczerpująco poszczególne rozdziały instrukcji.

Liny druciane.

Do obliczania lin żelaznych służą następujące wzory:

$$P = 247 d^2$$

$$d = 0,0636 \sqrt{P}$$

$$d = 1,59 d_1 \sqrt{n}$$

$$\tau = 0,8 n d_1^2 \text{ kg/mb}$$

$$\tau = 800 \text{ kg/cm}^2.$$

W powyższych wzorach oznaczają:
P—siłę dopuszczalną w kg,
n—ilość drutów,
d—średnicę liny w cm,
d₁—średnicę drutu w cm,
g—ciężar własny liny,
τ—dopuszczalne naprężenie na rozciąganie.

TABLICA Nr. X.
Liny druciane ze stali zlewnej.

Przy większych średnicach wału							Przy mniejszych średnicach wału								
Średnica wału dźwiga	Średnica liny	Ilość		Grubość	Przybliż. ciężar 100 mb liny	Nie- cynko- wane		Średnica wału dźwiga	Średnica liny	Ilość		Grubość	Przybliż. ciężar 100 mb liny	Nie- cynko- wane	
		Drutów				Wytrzy- małość				Drutów				Wytrzy- małość	
		Ilość	mm			kg	kg			kg	kg			Ilość	mm
500	9	42	1,0	32	3990	3610		250	9	96	0,5	18	2300	1830	
	10	49	"	37	4655	4210			10	120	"	23	2880	2290	
	12	72	"	54	6840	6190			11	144	"	27	3460	2750	
	13	84	"	63	7980	7220			12	168	"	32	4030	3200	
	15	96	"	72	9120	8250			13	210	"	39	5040	4000	
	16	114	"	86	10830	9800			14	252	"	48	6050	4800	
550- -600	10	42	1,1	38	4790	4320		250- -300	10	96	0,6	25	3260	2780	
	11	49	"	44	5590	5040			12	120	"	32	4080	3480	
	13	72	"	65	8210	7410			13	144	"	39	4900	4170	
	14	84	"	76	9580	8650			14,5	168	"	45	5710	4870	
	16	96	"	87	10940	9880			16	210	"	58	7140	6090	
	17	114	"	103	13000	11740			17,5	252	"	68	8570	7300	
650- -700	11	42	1,2	45	5710	5250		300- -350	13	96	0,7	34	4410	3840	
	13	49	"	53	6660	6120			15	120	"	44	5520	4800	
	15	72	"	78	9790	9000			16	144	"	53	6620	5700	
	16	84	"	91	11420	10500			17	168	"	62	7730	6700	
	18	96	"	104	13050	12000			18	210	"	77	9660	8400	
	19	114	"	113	15500	14250			20	252	"	93	11590	10080	

Przy większych średnicach wału							Przy mniejszych średnicach wału								
Średnica wału dźwiga	Średnica liny	Ilość		Grubość	Przybliż. ciężar 100 mb liny	Nie- cynko- wane	Cyn- kowa- ne	Średnica wału dźwiga	Średnica liny	Ilość		Grubość	Przybliż. ciężar 100 mb liny	Nie- cynko- wane	Cyn- kowa- ne
		Druć w				Wytrzy- małość				Druć w				Wytrzy- małość	
		mm	mm			Ilość	mm			kg	kg			kg	mm
750- 800	12	42	1,3	52	6720	5710		350- 400	14	96	0,8	44	5760	5080	
	14	49	"	62	7840	6660			16	120	"	58	7200	6300	
	16	72	"	91	11520	9790			17,5	144	"	69	8640	7600	
	17	84	"	107	13440	11420			19	168	"	81	10080	8900	
	19	96	"	122	15360	13050			20,5	210	"	101	12600	11100	
	20	114	"	145	18240	15500		22	252	"	121	15120	13300		
900- 1000	13	42	1,4	62	7770	6720		400- 450	16	96	0,9	56	7390	6570	
	15	49	"	72	9060	7840			18	120	"	73	9240	8200	
	17	72	"	106	13320	11520			19	144	"	87	11090	9800	
	19	84	"	123	15540	13440			21	168	"	102	12930	11500	
	21	96	"	141	17760	15390			23	210	"	128	16170	14300	
	22	114	"	168	21090	18240			25	252	"	153	19400	17200	
1000- 1250	14	42	1,5	71	8900	7770		450- 500	18	96	1,0	70	9120	8250	
	16	49	"	83	10390	9060			20	120	"	90	11400	10200	
	19	72	"	122	15260	13320			22	144	"	108	13680	12300	
	20	84	"	142	17810	15540			24	168	"	126	15960	14400	
	22	96	"	162	20350	17760			26	210	"	158	19950	18000	
	23	114	"	192	24170	21090			28	252	"	189	23940	21600	
1250- 1500	15	42	1,6	81	10120	8900		500- 600	20	96	1,2	100	13050	10940	
	17	49	"	94	11810	10390			24	120	"	125	16320	13680	
	20	72	"	138	17350	15260			27	144	"	150	19580	16410	
	21	84	"	161	20245	17810			29	168	"	175	22840	19150	
	23	96	"	184	23140	20350			31	210	"	218	28560	23940	
	25	114	"	219	27470	24170			35	252	"	262	34270	28720	

CZĘŚĆ III.

PRZEPISY.

Obciążenie stałe i ruchome mostów kolejowych.

49.
Siły
działające
na mosty
kolejowe.

Przy obliczaniu statycznym mostów kolejowych uwzględniać należy następujące obciążenia:

- a) ciężar własny mostu i urządzeń stałe na nim umieszczonych (ciężar stały),
- b) ciężar ruchomy, występujący podczas przejazdu po moście pociągów, względnie podczas przejścia po moście ludzi,
- c) parcie wiatru,
- d) dla przyczółków i filarów wpływ parcia ziemi i parcia wody (ewentualnie wyporu wody).

Nadto uwzględnić należy:

- e) wpływ zmian temperatury,
- f) wpływ siły odśrodkowej (w mostach położonych na łukach).

50.
Ciężar
własny
kratowych
mostów
kolejowych.

Ciężar własny kratowych mostów żelaznych oblicza się według następujących wzorów doświadczalnych:

- a) dla belki kratowej zwykłej na 2 podporach z pasami równoległymi

$$p = \frac{F. R + 16, 65 k. l. \left(\frac{1}{6 h} + 0,5 \right)}{R - 13, 65. l. \left(\frac{1}{6 h} + 0,5 \right)}$$

b) dla belki kratowej zwykłej na 2 podporach z pasami krzywymi

$$p = \frac{F. R. h + 3. 79 k (l^2 + \frac{8}{9} h^2)}{h. R. - 3, 41 (l^2 + \frac{8}{3} h^2)}$$

W powyższych wzorach oznaczają:

p—ciężar (całkowity) mostu w tonnach na 1 mb,

f—ciężar jezdni w tonnach na 1 mb, (poprzecznic, podłużnic i pomostu),

R—dopuszczalne naprężenie w tonnach na 1 m²,

k—obciążenie ruchome w tonnach na 1 mb,

l—rozpiętość mostu w metrach,

h—wysokość mostu w metrach.

Przykład. Określić ciężar mostu z pasami równoległymi dla rozpiętości 45 m dla normy obciążeń D przy wysokości kraty h=4 m.

Na moście o rozpiętości 45 m mogą się zmieścić 2 parowozy z tendrami oraz 4 osie wagonów, o łącznym ciężarze 322 tonn.

Wychodząc z powyższego założenia, obciążenie ruchome na 1 mb mostu wyniesie:

$$k = \frac{322}{1} = \frac{322}{45} = 7,15 \text{ t/mb}$$

Przyjmując ciężar jezdni F na 1 mb na 1 tonnę, oraz dopuszczalne naprężenie dla 45

metrowego przęsła na 840 kg na cm² (8400 t/m²), otrzymuje się:

$$p = \frac{1,0 \times 8400 + 16,65 \times 7,15 \times 45 \left(\frac{45}{6,4} + 0,5 \right)}{8400 - 13,65 \times 45 \left(\frac{45}{6 \times 4} + 0,5 \right)} = 3,04 \text{ t/mb.}$$

Do obliczenia ciężaru własnego żelaznych mostów kolejowych jednotorowych, obciążonych 100 tonnowymi parowozami, można posługiwać się tablicami Nr. Nr. XI i XII.

TABLICA Nr. XI.

Ciężar własny mostów z „jezdnią górą“.

Rozpiętość l w metrach	Waga metalu w kg/mb	Waga całkowita mostu w kg/mb
2,5	164 l + 20	140 l + 500
3,8	122 l + 20	102 l + 500
4,7	101 l + 20	92 l + 500
5,9-7,0	94 l + 50	85 l + 550
9,0	83 l + 50	75 l + 550
11,5-22,5	72 l + 50	68 l + 550
25,0-27,0	70 l + 50	65 l + 600
33,0	65 l + 50	59 l + 650
45,0	64 l + 50	57 l + 650

TABLICA Nr. XII.

Ciężar własny mostów z „jezdnią dołem.

Rozpiętość l w metrach	Waga metalu w kg/mb	Waga całkowita mostu w kg/mb
31,0	64 1+ 750	57 1+1250
35,0	57 1+ 750	53 1+1250
45,0-66,0	55 1+ 750	52 1+1250
80,0	50 1+ 750	46 1+1300
100,0	46 1+ 750	43 1+1300
110,0	42 1+ 750	40 1+1300
130,0	40 1+1000	38 1+1500
152,0	48 1+1000	46 1+1500
158,4	47 1+2200	47 1+2200

1) Przy obliczaniu mostów kolejowych stosuje się jedną z niżej wyszczególnionych norm.

Normę A — najcięższą,

Normę B — nieco lżejszą.

Uwaga. Przy obliczaniu belek jezdni (podłużnych i poprzecznych) oraz dźwigarów małych mostów o rozpiętości do 5 metrów należy przyjmować powiększone ciśnienia na osie.

Normę C — identyczną z normą B z tą tylko różnicą, że dla jezdni i dźwigarów małych mostów do 5 metrów rozpiętości nie po-

51.
Obciążenie
ruchome
mostów
kolejowych.

Normy obciążeń mostów kolejowych.

Obciążenie dla jezdni i dźwigarów masył mostów do 5 m rozpiętości.

Norma A.

Parowóz	Tender	Wagon
23 25 23 23 23	16 16 10 16	12 12 12 12 12 12 12 12 10 11 13 13

1 osie obciążające:

29 29 t

2 osie obciążające:

28 28 28 t

3 osie obciążające:

13 13 13 t

Norma B.

Parowóz	Tender	Wagon	Wagon
20 20 20 20 20	14 14 14 14	16 10	16 16

1 os obciążające:

24 24 t

2 osie obciążające:

23 23 23 t

3 osie obciążające:

13 13 13 t

4 osie obciążające:

13 13 13 13 t

Norma C.

Parowóz	Tender	Wagon	Wagon
20 20 20 20	14 14 14 14	16 16	16 16

Bez powiększenia nacisku osi parowozu dla jezdni dla małych mostów do 5 m rozpiętości

Norma D.

Parowóz	Tender	Wagon
17 17 17 17	12 12 12 12	14 14 14 14

Rys. 1.

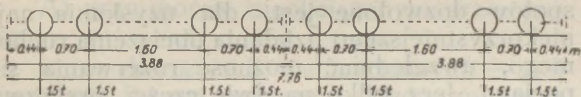
większa się nacisku poszczególnych osi parowozu.

Normę D — lekką.

Uwaga. Dla mostów prowizorycznych stosuje się zazwyczaj normę D.

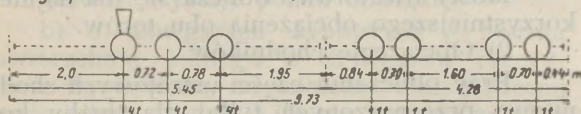
NORMY OBCIĄŻEŃ KOLEJEK WĄSKOTOROWYCH

Kolejki motorowe



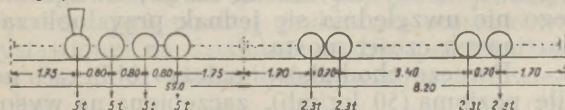
Wózek podwójny mol. 6 t

Kolejki parowe (szerokość toru 0.60 m)



Parowóz tendrzakowy 12 t

Kolejki parowe (szerokość toru 0.75 m)



Parowóz tendrzakowy 20 t

wózek podwójny

Rys. 2.

Przy obliczaniu mostów dla kolei dojazdowych i wąskotorowych należy przyjmować obciążenia ruchome w zależności od taboru, który będzie kursował na danej linii (rys. 2).

Pociąg normalny, który należy przyjmować za podstawę przy obliczaniu mostów ko-

lejoyowych, składa się z dwóch parowozów z tendrami oraz szeregu wozów ciężarowych ustawionych po jednej stronie parowozów. Parowozy ustawia się albo jeden za drugim, albo w ten sposób, że są one zwrócone do siebie kominami, zależnie od tego, który sposób ustawienia wywołuje większe naprężenia. Przy obliczaniu belek ciągłych, łukowych i t. p. zespołów dozwolone jest, dla uzyskania najniekorzystniejszego działania obciążenia ruchomego, uwzględniać możliwość rozerwania się pociągu, lecz tylko na dwie części, przyczem tendra nie należy odłączać od parowozu.

Mosty dwutorowe oblicza się dla najniekorzystniejszego obciążenia obu torów.

2) Obciążenie chodników.

Przy obliczaniu części ustrojowych chodników, przeznaczonych tylko dla służby kolejowej, należy przyjmować obciążenie tłumem ludzi, które wynosi 450 kg na m^2 ; obciążenia tego nie uwzględnia się jednak przy obliczaniu innych części mostu.

Poręcze chodników należy obliczać na siłę poziomą (50 kg/mb), zaczepioną na wysokości pochwyty poręczy.

O ile chodniki mostów kolejowych mają służyć także dla ruchu publicznego, należy przy obliczaniu tychże przyjmować obciążenie tłumem ludzi, wynoszące 500 kg/m^2 .

Poręcze takich chodników należy obliczać na siłę poziomą (100 kg/mb), zaczepioną na wysokości pochwyty poręczy.

52.
Parcie
wiatru.

1) Parcie wiatru należy przyjmować jako siłę poziomą, jednostajnie rozłożoną, wynoszącą

250 kg na m^2 powierzchni bocznej mostu, jeżeli most jest nieobciążony, względnie 150 kg na m^2 powierzchni bocznej pociągu i odpowiedniej powierzchni bocznej mostu, jeżeli most jest obciążony.

Jako powierzchnię boczną, wystawioną na działanie wiatru, przyjmuje się:

A) przy moście nieobciążonym przez pociąg:

a) o dźwigarach pełnościennych — powierzchnię boczną jednego z dźwigarów, oraz wystającą część powierzchni bocznej jezdni, o ile jezdnia wystaje ponad dźwigar,

b) o dźwigarach kratowych — boczną powierzchnię jednego z dźwigarów rzeczywiście wystawioną, na działanie wiatru boczną powierzchnię jezdni, o ile nie jest ona zakryta przez pas pierwszego dźwigara, oraz część drugiego dźwigara niezakrytą przez jezdnię, odpowiadającą poniżej podanemu stosunkowi wystawionej na działanie wiatru powierzchni pierwszego dźwigara do całkowitej jego powierzchni.

Jeżeli stosunek powierzchni dźwigara pierwszego wystawionej na działanie wiatru, do całkowitej jego powierzchni wynosi „a”, to z dźwigara drugiego przyjąć należy do obliczenia powierzchnię, równą iloczynowi całej niezakrytej powierzchni jego i współczynnika a (1-a).

B) Przy moście obciążonym przez pociąg:

a) o dźwigarach pełnościennych — boczną powierzchnię przedniego dźwigara rzeczywiście

narażoną na działanie wiatru i wystające nad nim boczne powierzchnie jezdni i pociągu;

b) o dźwigarach kratowych z „jezdnią górą” — boczną powierzchnię przedniego dźwigara, rzeczywiście na działanie wiatru narażoną, ponadto stosowną część bocznej powierzchni tylnego dźwigara (według punktu A, b) oraz boczne powierzchnie jezdni i pociągu;

c) o dźwigarach kratowych z „jezdnią dołem” — całkowitą boczną powierzchnię pociągu, boczną powierzchnię jezdni i pierwszego dźwigara, rzeczywiście na działanie wiatru narażoną, leżącą wyżej pociągu i stosowną część (według punktu A, b) powierzchni drugiego dźwigara, wystającej nad pociągiem.

Jako powierzchnię boczną pociągu wystawioną na parcie wiatru należy przyjmować prostokąt pełny o wysokości 3,5 m, posuwający się po górnej krawędzi szyny.

2) Przy sprawdzaniu stateczności przęseł mostowych na wywrócenie albo przesunięcie wskutek działania wiatru, oraz innych sił poziomych, należy uwzględniać trzy rodzaje obciążenia;

a) most nieobciążony przy sile wiatru 250 kg/m^2 (najniekorzystniejszy wypadek na przesunięcie);

b) most obciążony pociągiem złożonym z próżnych wagonów ciężarowych, o wadze 1 tonny na metr bieżący pociągu, przy sile wiatru 150 kg/m^2 ;

c) most obciążony pociągiem złożonym z wagonów ciężarowych niezupełnie nałado-

wanych, o wadze 2,2 tonny na metr bieżący pociągu, przy sile wiatru 250 kg/m^2 (najniekorzystniejszy wypadek na wywrócenie).

Jeżeli współczynnik stateczności na wywrócenie względem zewnętrznej krawędzi słupa podporowego dźwigara okaże się mniejszy niż 1,5, lub współczynnik stateczności na przesunięcie konstrukcji okaże się mniejszy niż 1,25, to należy albo zastosować odpowiednie zakotwienie dźwigarów, które jednak nie powinno przeszkadzać wydłużaniu się tychże przy zmianie temperatury, albo zapewnić stateczność konstrukcji w inny sposób.

Spółczynniki tarcia w łożyskach metalowych poduszek podporowych wynoszą:

na tarcie przy ślizganiu.....0,2

na tarcie przy toczeniu się na wałkach...0,03

3) Przy obliczaniu tężników, parcie wiatru na most rozdziela się w sposób następujący:

A) w mostach z „jezdnią górą”, związanych tężnikami poziomymi górnymi i dolnymi, tężnikami pionowymi oraz ramami oporowymi:

a) tężniki poziome górne przyjmują:

1) połowę parcia wiatru na dźwigary,

2) parcie wiatru na pomost,

3) $\frac{3}{5}$ parcia wiatru na obciążenie ruchome;

b) tężniki poziome dolne przyjmują:

1) połowę parcia wiatru na dźwigary,

2) $\frac{3}{5}$ parcia wiatru na obciążenie ruchome;

c) tężniki pionowe przyjmują i oddają

teżnikom poziomym dolnym $\frac{3}{5}$ parcia wiatru na obciążenie ruchome,

d) ramy oporowe oddają z góry oporom całkowite parcie wiatru na górne teżniki.

B) Mosty otwarte z „jezdnia dołem” mają tylko dolne teżniki poziome, które też przyjmują całkowite parcie wiatru.

C) W mostach zamkniętych z „jezdnia dołem”, związanych teżnikami poziomymi górnymi i dolnymi oraz ramami oporowymi:

a) teżniki poziome górne przyjmują połowę parcia wiatru na dźwigary,

b) teżniki poziome dolne przyjmują:

1) połowę parcia wiatru na dźwigary,

2) parcie wiatru na pomost,

3) parcie wiatru na obciążenie ruchome,

c) ramy oporowe oddają oporom obciążenie górnych teżników poziomych.

Materiały używane do budowy mostów oraz dopuszczalne naprężenia tych materiałów.

A) Drzewo.

53.

Zastosowanie i dopuszczalne naprężenia drzewa do budowy mostów.

Do budowy mostów należy używać:

1) drzewa miękkiego (jodłowego, świerkowego, sosnowego lub modrzewiowego):

a) na części zginane, jak na dźwigary główne, belki podłużne i poprzeczne, na dylinę dolną (przy dylinie podwójnej lub pomoście żwirowym) i na opierzenie jarzm, przyczółków i izbic, o ile na ten cel nie można dostać drzewa dębowego;

b) na pale przyczółków i jarzm mostów tymczasowych, budowanych na czas nie dłuższy niż trzy lata.

2) drzewa twardego (dębowego) na pale (lub i na opierzenie) jarzm, przyczółków i izbic.

Statycznie obliczone naprężenia w drzewie nie mogą przekraczać granic podanych w tablicy Nr. XIII.

TABLICA Nr. XIII.

Dopuszczalne naprężenia dla drzewa.

Rodzaj naprężenia:	Dopuszczalne naprężenie w kg/cm^2		Uwagi
	drz. mięk.	drz. twar.	
rozciąganie	110	120	Spółczynnik sprężystości dla drzewa wynosi 110000 kg/cm^2
zginanie	100	110	
ściskanie $\parallel$ do włókien	60	70	
ściskanie $\perp$ do włókien	12	24	
ścinanie $\parallel$ do włókien	12	20	
ścinanie $\perp$ do włókien	30	40	

Dla mostownic z drzewa miękkiego (sosna, jodła) należy przyjmować naprężenie na rozciąganie i ściskanie wzdłuż włókien przy zginaniu do 90 kg/cm^2 , na ściskanie prostopadłe do włókien do 15 kg/cm^2 .

Dla drzewa twardego (dąb) powyższe naprężenia (na wyciąganie i ściskanie) przyjmuje się 110 kg/cm^2 i 30 kg/cm^2 .

B) Żelazo.

54.
Dopuszczal-
ne naprę-
żenia dla
żelaza.

W żelaznych wojennych mostach kolejowych, zasadnicze dopuszczalne naprężenie na rozciąganie i proste równomierne ściskanie (bez uwzględnienia wyboczenia), oraz na zginanie, przy zwykłym statycznym sposobie obliczenia, należy oznaczać indywidualnie dla każdego pręta albo elementu, według następujących wzorów, odpowiadających normalnym obciążeniom.

A) Dla ustrojów, w których jednakowa dla całego ustroju zmiana temperatury nie wywołuje naprężeń:

a) od ciężaru własnego i obciążenia ruchomego:

$$\tau_r = \frac{14,0}{1 + \mu \left(1 + \frac{\min. S}{\max. S}\right)}$$

lecz nie wyżej niż 12 kg/mm²

b) od ciężaru własnego, obciążenia ruchomego i wiatru, względnie hamowania i bocznych wahań:

$$\tau_{rw} = \frac{16,5}{1 + \mu \left(1 + \frac{\min. S_w}{\max. S_w}\right)}$$

lecz nie wyżej niż 14 kg/mm².

W powyższych wzorach oznaczają:

1) min. S i max. S oraz min. S_w i max. S_w absolutne najmniejsze i największe siły, działające w danym przęcie wskutek ciężaru własnego dźwigara i wskutek obciążenia ruchomego, względnie wskutek wiatru, hamowania i wahań bocznych; siły te otrzymuje się zwykle zapomocą linii wpływowych,

2) μ — współczynnik dynamiczny, który określa się z wzoru:

$$\mu = 0,625 \left(\frac{1}{1+0,02\lambda} \right)$$

gdzie λ (w metrach) oznacza obciążoną długość dźwigara mostowego, odpowiadającą max. S w danym przęcie według odpowiedniej linii wpływowej.

TABLICA Nr. XIV.
Wartości współczynnika μ .

Długość λ obciążenia dźwigara, odpowiadająca max. S w danym przęcie (w metrach)	Współczynnik μ	Długość λ obciążenia dźwigara, odpowiadająca min. S w danym przęcie (w metrach)	Współczynnik μ
0	0,625	70	0,260
1	0,612	80	0,240
5	0,570	90	0,225
10	0,520	100	0,210
20	0,450	120	1,180
30	0,390	150	1,160
40	0,350	160	1,148
50	0,310	200	1,125
60	0,284	260	1,100

Uwaga 1. Dla pośrednich wartości współczynnik μ oblicza się przez prostoliniijną interpolację.

Uwaga 2. Przy obliczaniu belek poprzecznych i wieszarów λ równa się dwóm polom dźwigara.

Przy obliczaniu mostownic $\lambda=0$.

Uwaga 3. Przy obliczaniu wszystkich prętów kraty przeciwwiatrowej (krzyżulców i rozpórek) jednego przęsła należy przyjmować jednakowe $\lambda = \frac{1}{2} L$ (L oznacza rozpiętość dźwigara).

Dla tychże prętów wiatrownic przyjmuje się min. $S=0$, czyli nie uwzględnia się zmienności znaków naprężeń przy zmianie kierunku wiatru.

Przy obliczaniu przekrojów wiatrownic przyjmuje się większy z dwóch następujących przekrojów:

a) przekrój odpowiadający największej sile rozciągającej (max. S na rozciąganie),

b) przekrój odpowiadający największej sile ściskającej (max. S na ściskanie) z uwzględnieniem wyboczenia.

3) W powyższych wzorach znak (—) należy stosować przy jednoznacznych wartościach min. S , znak (+) przy różnoznacznych wartościach min. S i max. S .

4) Dla prętów naprzemian ściskanych i rozciąganych μ przyjmuje się odpowiednio do stosownego λ , ale nie mniejsze niż 0,25.

5) Dla blachownic (belek podłużnych

i poprzecznych) oraz dla głównych dźwigarów mostów o ścianie pełnej:

$$\sigma_g = \frac{14,0}{1 + \mu \left(1 + \frac{\min. M}{\max. M} \right)} \text{ kg/mm}^2$$

gdzie M-oznacza moment gnący w danym przekroju belki.

6) Dopuszczalne naprężenia tnące w ściankach blachownic oblicza się według wzoru;

$$\sigma_g = \frac{0,75 \cdot 14,0}{1 + \mu \left(1 + \frac{\min. Q}{\max. Q} \right)} \text{ kg/mm}^2$$

gdzie Q-oznacza siłę poprzeczną w danym przekroju belki.

Uwaga. Przytoczone w punktach (3) i (4) wskazówki, dotyczące się wartości min. S i max. S, stosuje się jednakowo do wartości min. M, i max. M, wzgl. do wartości min. Q i max. Q.

Jako dopuszczalne naprężenie na ścinanie w nitach przyjmuje się:

$$k_s = 0,8 \sigma_r$$

t.j. 80% dopuszczalnych naprężeń zasadniczych w częściach przymocowanych.

Jako dopuszczalne naprężenie na zgniatanie ścianki w otworach nitów przyjmuje się:

$$k_c = 2 \sigma_r$$

Naprężenie to nie może być jednak w żadnym wypadku większe niż 22 kg/mm².

Jako dopuszczalne naprężenie na zgniatanie ścianki otworów na śruby przyjmuje się:

$$k'_c = 1,6 \sigma_r$$

Naprężenie to nie może przekroczyć 18 kg/mm².

55.

Dopuszczalne naprężenie w nitach i śrubach.

56. Dopuszczalne naprężenia żeliwa i stali
Dopuszczalne naprężenia w łożyskach podporowych podane są w tablicy
Nr. XV.
nie w łożyskach.

TABLICA Nr. XV.

Gatunki materiału żelaznego	Dopuszczalne naprężenie w kg/mm ²			
	bez uwzględnienia dodatkowych sił: wiatru, hamowania pociągu i tarcia		z uwzględnieniem dodatkowych sił: wiatru, hamowania pociągu i tarcia	
	na zgin.	na ścisk.	na zgin.	na ścisk.
Żeliwo (żel. lane)	rozc. 3,0 ścis. 7,5	8,5	rozc. 3,3 ścis. 8,5	9,5
Stal lana	rozc. } 11 ścis. }	14	rozc. } 12 ścis. }	15
Stal kuta	rozc. } 13 ścis. }	16	rozc. } 14 ścis. }	17

57. Naprężenia w prętach ściskanych. Przy obliczaniu prętów kraty dźwigarów pracujących na ściskanie należy uwzględnić możliwość ich wyboczenia, zmniejszając dopuszczalne naprężenia przez wprowadzenie współczynnika wyboczenia, zależnego od wartości $\frac{l}{r}$ dla danego pręta, t. j. od stosunku wolnej długości pręta, do najmniejszego promienia bezwładności poprzecznego przekroju pręta.

Wolną długość l , w stosunku do teoretycznej długości L , należy przyjmować według tablicy Nr. XVI.

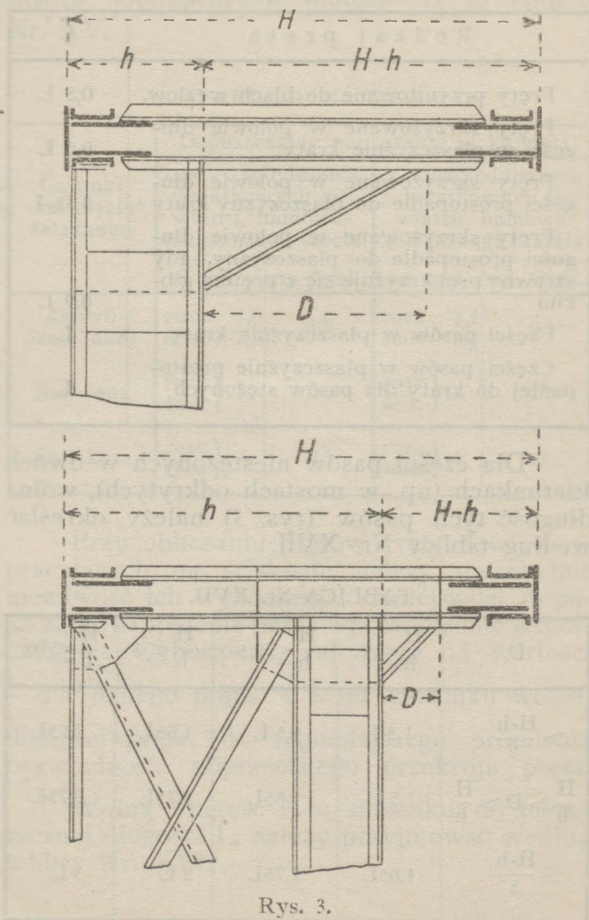
TABLICA Nr. XVI.

Rodzaj pręta	l
Pręty przynitowane do blach węzłow.	0,8 L
Pręty skrzyżowane w połowie długości w płaszczyźnie kraty	0,5 L
Pręty skrzyżowane w połowie długości prostopadłe do płaszczyzny kraty	0,75 L
Pręty skrzyżowane w połowie długości prostopadłe do płaszczyzny, gdy sztywny pręt krzyżuje się z prętem gibkim	0,9 L
Części pasów w płaszczyźnie kraty	L
Części pasów w płaszczyźnie prostopadłej do kraty dla pasów stężonych	L

Dla części pasów niestężonych w dwóch kierunkach (np. w mostach odkrytych), wolną długość tych pasów (rys. 3) należy określać według tablicy Nr. XVII.

TABLICA Nr. XVII.

D.	$\frac{H}{h} \leq 2$	$\frac{H}{h} \leq 2,5$	$\frac{H}{h} \leq 5$	$\frac{H}{h} \leq 10$
$> \frac{H-h}{2}$	1,5 L	1,5 L	1,65L	2,25L
$\frac{H}{h} > D > \frac{H}{h}$	1,5 L	1,65L	1,75L	2,75L
$\leq \frac{H-h}{5}$	1,65L	1,75L	2 L	3 L



Dla wartości pośrednich „L” otrzymuje się przez prostolinijną interpolację.

Pręty ściskane powinny być obliczane na wyboczenie według zasadniczych dopuszczalnych naprężeń na rozciąganie i ściskanie, wskazanych w tabl. Nr. Nr. XVIII—XX, zmniejszonych przez pomnożenie ich przez współczynnik wyboczenia φ .

Pręty pracujące na ściskanie i na rozciąganie powinny być obliczane na ściskanie z uwzględnieniem wyboczenia, a ponadto jeszcze sprawdzone na rozciąganie według następującego wzoru:

$$\sigma'' = \sigma_0 \left(1 - \frac{1}{4} \frac{\min. S}{\max. S} \right)$$

W powyższym wzorze σ_0 oznacza zasadnicze dopuszczalne naprężenie na rozciąganie, min. S i max. S - oznaczają absolutne (niezależnie od znaku) wielkości najmniejszej i największej siły działającej w danym pręcie σ'' oznacza dopuszczalne naprężenie na rozciąganie w ściskano-rozciągany pręcie.

Z dwóch przekrojów, otrzymanych po obliczeniu na rozciąganie i na ściskanie (z uwzględnieniem wyboczenia) należy przyjąć dla konstrukcji przekrój większy.

TABLICA Nr. XVIII.

Spółczynniki (φ), zmniejszające zasadnicze naprężenia dopuszczalne dla żelaza zlewnego, przy uwzględnieniu wyboczenia.

l/r	φ	l/r	φ
10	0,96	120	0,44
20	0,90	130	0,37
30	0,87	140	0,32
40	0,82	150	0,28
50	0,78	160	0,24
60	0,74	170	0,23
70	0,69	180	0,19
80	0,65	190	0,17
90	0,61	200	0,16
100	0,56	210	0,14
110	0,52	—	—

TABLICA Nr. XIX.

Spółczynniki φ , zmniejszające zasadnicze dopuszczalne naprężenie dla żelaza spawalnego, przy uwzględnieniu wyboczenia.

l/r	φ	l/r	φ
10	0,95	115	0,44
20	0,89	120	0,40
30	0,86	130	0,34
40	0,80	140	0,30
50	0,75	150	0,26
60	0,71	160	0,23
70	0,66	170	0,21
80	0,61	180	0,18
90	0,57	190	0,17
100	0,52	200	0,14
110	0,46	—	—

TABLICA Nr. XX.

Spółczynniki φ , zmniejszające zasadnicze dopuszczalne naprężenie dla żeliwa (żelaza lanego), przy uwzględnieniu wyboczenia.

l/r	φ	l/r	φ
10	0,85	90	0,15
20	0,72	100	0,12
30	0,60	110	0,10
40	0,49	120	0,09
50	0,40	130	0,07
60	0,32	140	0,06
70	0,26	150	0,05
80	0,20	160	0,04

TABLICA Nr. XXI.

Spółczynniki φ , zmniejszające zasadnicze dopuszczalne naprężenia dla drzewa (iglastego), przy uwzględnieniu wyboczenia.

l/r	φ	l/r	φ
10	0,98	110	0,29
20	0,91	120	0,24
30	0,84	130	0,21
40	0,77	140	0,18
50	0,70	150	0,16
60	0,63	160	0,14
70	0,56	170	0,12
80	0,49	180	0,11
90	0,42	190	0,10
100	0,35	200	0,09

W powyższych tablicach oznaczają:

l—wolną długość ściskanego pręta,

r—najmniejszy promień bezwładności po-

przecznego przekroju pręta ($r = \sqrt{\frac{J}{\omega}}$, gdzie

J — jest to moment bezwładności przekroju w cm^4 , zaś ω — wielkość przekroju poprzecznego w cm^2);

E—współczynnik sprężystości dla drzewa iglastego, który wynosi 100,000 kg/cm^2 .

Uwaga. Dla wartości $\left(\frac{1}{r}\right)$, nie podanych

w powyższych tablicach, współczynnik φ oblicza się przez prostoliniijną interpolację.

Pręty ściskane o przekroju złożonym z kilku części mają być na całej swej długości związane łącznikami w ten sposób, aby pewność przeciw wyboczeniu w każdej części była co najmniej równa pewności na wyboczenie całego pręta na całkowitej długości.

Przy sprawdzaniu wytrzymałości prętów ściskanych na wyboczenie, promień bezwładności oblicza się nie uwzględniając osłabienia przekroju tych prętów wskutek otworów na nity i śruby; natomiast przy obliczaniu przekroju użytecznego pręta osłabienie to należy uwzględnić.

Pręty ściskane mimoosiowo lub narażone—oprócz obciążenia osiowego—także na działanie sił zginających, oblicza się dla naprężeń wywołanych wskutek działań sił osiowych i momentu gnącego.

O ile z obliczenia wypadną zbyt małe przekroje blach i kształtówek, to należy je

odpowiednio zwiększyć (z uwagi na konieczność liczenia się z niedokładnością wykonania tych blach i kształtówek i możliwością ich rdzewienia).

Naprężeń dodatkowych, jakie powstają wskutek sztywnych połączeń w węzłach dźwigarów kratowych i wskutek sztywnego przytwierdzenia belek poprzecznych do dźwigarów głównych oraz wskutek tarcia w przegubach i łożyskach, można nie uwzględniać.

Zmianę temperatury należy przy obliczeniach statycznych przyjmować w granicach $\pm 45^{\circ}\text{C}$; współczynnik rozszerzalności wynosi 0,0000125 na jeden stopień Celsjusza.

Współczynnik sprężystości dla żelaza zlew-
nego przy obliczeniach statycznych wynosi
2100000 kg/cm².

C. Beton.

Dla betonu należy przyjmować następu-
jące dopuszczalne naprężenia:

na ściskanie 40 kg/cm²
na rozciąganie 5 kg/cm²
na ścinanie 4 kg/cm

58.
Dopuszczal-
ne napręże-
nia dla be-
tonu.

D. Kamienie.

1. Do budowy mostów kamiennych oraz przyczółków i filarów należy używać kamieni naturalnych, a tylko w wyjątkowych wypadkach bardzo dobrze wypalanej cegły.

Kamienie naturalne mogą być użyte w po-
staci kamieni łamanych lub ciosanych.

2. Do związania kamieni między sobą na-
leży z reguły używać zaprawy cementowej.

3. Dla muru ciosowego na zaprawie ce-

59.
Kamienie
używane do
budowy
mostów i ich
dopuszczal-
ne naprę-
żenia.

mentowej należy przyjąć dopuszczalne naprężenia (według tablicy Nr. XXII).

TABLICA Nr. XXII.

M a t e r i a ł	Dopuszczalne naprężenia w kg/cm^2	
	Ciosy podpo- rowe	Filary i skle- pienia
Skąły wulkaniczne i plutoniczne (granit, ba- zalt, porfir, sjenit i t. d.)	65	45
Wapienie, dolomity.	30	25
Piaskowce.	25	20

4. Dla muru z kamienia naturalnego moż-
na dopuścić następujące naprężenia na ści-
skanie:

dla muru z kamienia łamanego:

na zaprawie wapiennej 5 kg/cm^2

„ „ cement.-wapiennej 8 „

„ „ cementowej . . . 12 „

dla muru z kamienia warstwowego:

na zaprawie cementowej . . . 14 „

dla muru z kamienia ciosowego:

na zaprawie cementowej . . . 40 „

Naprężenie na rozciąganie nie może prze-
kroczyć 1,5 kg/cm^2 (dla zaprawy cementowo-
wapiennej), względnie 3 kg/cm^2 (dla zaprawy
cementowej).

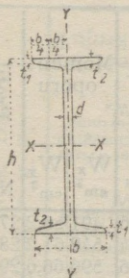
TABLICA A.
CIĘŻAR WŁASNY MATERJAŁÓW.

M a t e r j a ł y	Ciężar kg/m ³
Żelazo spawalne	7800
„ zlewne	7850
Stal	7900
Żelazo lane (żeliwo)	7300
Ołów	11400
Drzewo miękkie mokre	900
„ „ suche	800
„ twarde mokre	1000
„ „ suche	900
Bruk drewniany	1100
Gлина sucha	1600
„ mokra nasycona wodą	2000
Piasek suchy	1600
„ nasycony wodą	2000
Tłuczeń z kamienia ciężkiego	1800
„ „ „ lekkiego	1600
Ziemia roślinna sucha	1400
„ „ „ mokra	1800
Żwir rzeczny suchy	1700
Bruk kamienny	2400—2800
Asfalt lany	1200
Mur ciosowy	2400—2600
„ z kamienia łaman. (piaskow.)	2200
„ „ „ (wapień)	2400
Mur z cegieł zwykłych na zaprawie wapiennej	1600
Mur z cegieł zwykłych na cemencie	1700
Mur z klinkierów	1900
Beton stwardniały z tłuczni lub żwir	2200
Beton mokry, będący jeszcze w deskowaniu	2400
Beton wzmocniony żelazem, już stwardniały	2400
Beton wzmocniony żelazem, ale mokry, będący jeszcze w deskowaniu	2600
Śnieg świeży	125
„ mokry	200—800

TABLICA B.
MOMENT OPORU BELEK OKRĄGLYCH.

Średnica belki „d”	pełny 			jedno- stronnie przycio- sany 			obu- stronnie przy- ciosany 			Średnica belki „d”		
	1			2			3					
	Powierzchnia przekroju po-przecznego	Ciążar metra bieżącego	Moment oporu $W=0.1 d^3$	Powierzchnia przekr. poprz. $f=0.765 d^2$	Ciążar metra bieżącego	Wysok. $h=0.933d$ zaokrągl. na cm	Moment oporu $W=0.1 d^3 h$	Powierzchnia przekr. poprz. $f=0.740 d^2$	Ciążar metra bieżącego		Wysokość $h=0.866d$	Moment oporu $W=0.1 d^3 h$
cm	cm ²	kg	cm ³	cm ²	kg	cm	cm ³	cm ²	kg	cm	cm ³	cm
15	177	16	337	172	15	14	315	167	15	13	293	15
16	201	18	409	195	18	15	384	189	17	14	358	16
18	254	23	583	247	22	17	351	240	22	16	518	18
20	313	28	800	305	27	19	760	296	27	17	680	20
22	380	34	1064	369	33	21	1016	358	32	19	920	22
24	452	41	1382	440	40	22	1267	426	38	21	1210	24
25	491	44	1562	477	43	23	1438	463	42	22	1375	25
26	531	48	1757	516	46	24	1622	500	45	23	1555	26
28	616	55	2195	698	54	26	2038	580	52	24	1882	28
30	707	64	2700	687	62	28	2520	666	60	26	2340	30
32	804	72	3276	781	70	30	3072	758	68	28	2867	32
34	908	82	3930	882	79	32	3699	855	77	29	3352	34
35	962	87	4287	935	84	33	4043	907	82	30	3675	35
36	1018	92	4665	989	89	34	4466	959	86	31	4018	36
38	1134	102	5487	1106	100	35	5054	1069	96	33	4765	38
40	1257	113	6400	1201	108	37	6920	1184	107	35	5600	40
42	1385	125	7409	1346	121	39	5880	1305	117	36	6350	42
44	1521	137	8518	1477	133	41	7938	1433	129	38	7357	44
45	1590	143	9212	1545	139	42	8505	1499	135	39	7898	45
46	1662	150	9734	1615	145	43	9099	1565	141	41	8464	46
58	1810	163	11059	1758	158	45	10368	1705	153	42	9677	48
50	1964	177	12500	1908	172	47	11750	1850	167	43	10750	50

TABLICA C.



Dwuteówka
Długość 4 do 12 m.

Profil Nr.	Wymiary				Powierzchnia przekr. poprz. A_{cm^2}	Ciężar G kg/mb	Moment bezwład- ności		Moment oporu		Profil Nr.
	h mm	b mm	d mm	t mm			J_x cm^4	J_y cm^4	W_x cm^3	W_y cm^3	
8	80	42	3,9	5,9	7,58	5,95	77,8	6,29	19,5	3,0	8
9	90	46	4,2	6,3	9,00	7,07	117	8,78	26,0	3,82	9
10	100	50	4,5	6,8	10,6	8,32	171	12,2	34,2	4,88	10
11	110	54	4,8	7,2	12,3	9,56	239	16,2	43,5	6,00	11
12	120	58	5,1	7,7	14,2	11,15	328	21,5	54,7	7,41	12
13	130	62	5,4	8,1	16,1	12,64	436	27,5	67,1	8,87	13
14	140	66	5,7	8,6	18,3	14,37	573	35,2	81,9	10,7	14
15	150	70	6,0	9,0	20,4	16,01	735	43,9	98,0	12,5	15
16	160	74	6,3	9,5	22,8	17,90	935	54,7	117	14,8	16
17	170	78	6,6	9,9	25,2	19,78	1166	66,6	137	17,1	17
18	180	82	6,9	10,4	27,9	21,90	1446	81,3	161	19,8	18
19	190	86	7,2	10,8	30,6	24,02	1763	97,4	186	22,7	19
20	200	90	7,5	11,3	33,5	26,30	2142	117	214	26,0	20
21	210	94	7,8	11,7	36,4	28,57	2563	138	244	29,4	21
22	220	98	8,1	12,2	39,6	31,09	3060	162	278	33,1	22
23	230	102	8,4	12,6	42,7	33,52	3607	189	314	37,1	23
24	240	106	8,7	13,1	46,1	36,19	4246	221	354	41,7	24
25	250	110	9,0	13,6	49,7	39,01	4966	256	397	46,5	25
26	260	113	9,4	14,1	53,4	41,92	5744	288	442	51,0	26

Profil Nr.	Wymiary				Powierzchnia przekr. poprz. A cm ²	Ciężar G kg/mb	Moment bezwład- ności		Moment oporu		Profil Nr.
	h mm	b mm	d mm	t mm			J _x cm ⁴	J _y cm ⁴	W _x cm ³	W _y cm ³	
27	270	116	9,7	14,7	57,2	44,90	6626	326	491	56,2	27
28	280	119	10,1	15,2	61,1	47,96	7587	364	542	61,2	28
29	290	122	10,4	15,7	64,9	50,95	8636	406	596	66,6	29
30	300	125	10,8	16,2	69,1	54,24	9800	451	653	72,2	30
32	320	131	11,5	17,3	77,8	61,07	12510	555	782	84,7	32
34	340	137	12,2	18,3	86,8	68,14	15695	674	923	98,4	34
36	360	143	13,0	19,5	97,1	76,22	19605	818	1089	114	36
38	380	149	13,7	20,5	107	84,00	24012	975	1264	131	38
40	400	155	14,4	21,6	118	92,63	19213	1158	1461	149	40
42 ¹ / ₂	425	163	15,3	23,0	132	103,62	36973	1437	1740	178	42 ¹ / ₂
45	450	170	16,2	24,3	147	115,40	45852	1725	2037	203	45
47 ¹ / ₂	475	178	17,1	25,6	163	127,96	56481	2088	2378	235	47 ¹ / ₂
50	500	185	18,0	27,0	180	141,30	68738	2478	2750	268	50
55	550	200	19,0	30,0	214	167,21	99184	3488	3607	349	55
60	600	215	21,6	32,4	254	198,00	138957	4668	4632	434	60

TABLICA D.
MOMENTY BEZWŁADNOŚCI I WYTRZYMAŁOŚCI I INNE DANE
O NIEKTÓRYCH TYPACH SZYN UŻYWANYCH NA P. K. P.

T Y P	Ciężar g	Wysokość h		Grub. szynki d	Szer. stopy B	Szer. głowki b	Moment bez- władn. względ. osi poziomej W_x	Moment wyrzy- młości względ. osi poziomej W_x	Powierzchn. przekroju F.
	kg/mb	mm	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ³	cm ²
Normalny typ „S” (polski)	42,95	140	13	125	70,20	1442,97	204,68	54,26	
Typ Nr. Xa (aust.)	35,65	125	12	110	58	925	144,60	45,60	
Typ Nr. 40 (ros. Ia)	43,57	140	14	125	70	1476,11	209,75	55,64	
Typ Nr. 39 (ros. IIa)	38,42	135	13	114	68	1222,54	180,30	49,06	
Typ Nr. 38 (ros. IIIa)	33,48	128	12	110	60	968	147	42,76	
Typ Nr. 32 (ros. IVa)	30,89	120,5	12	100	53,5	751	122,50	39,45	
Typ Nr. 8 (pruski)	41,00	138	14	110	72	1351,60	198,10	52,30	
Typ Nr. 6e (pruski)	33,40	134	11	105	58	1036,60	155	42,53	
Typ Nr. 15a (pruski)	45,05	144	14	110	72	1582,90	217	57,39	

U w a g a. Moment wytrzymałości szyny można też określić zapomocą następują-
cych wzorów doświadczalnych: $W_x = 0,054h^3$ do $0,07h^3$, $W_x = 0,26F \cdot h$.

TABLI
ILOŚCI I WYMIARY KSZTAŁTÓWEK I BELEK GŁÓW
W ZALEŻNOSCI

Normy obciążeń	Normy profili	Rozpiętość L=5 m.			Rozpiętość L=10 m.		
		$\tau = 800$ kg/cm ²	$\tau = 1000$ kg/cm ²	$\tau = 1200$ kg/cm ²	$\tau = 850$ kg/cm ²	$\tau = 1000$ kg/cm ²	$\tau = 1200$ kg/cm ²
A.	A	4.I.45	4.I.45	2.I.50	8.I.55	8.I.50	8.I.50
	N	4.I.47 ^{1/2}	2.I.55	2.I.55	8.I.55	8.I.55	8.I.50
	G				4.I.65B	4.I.60B	4.I.55B
B.	A	4.I.45	4.I.40	2.I.50	8.I.50	8.I.50	6.I.50
	N	4.I.45	4.I.42 ^{1/2}	2.I.50	8.I.50	8.I.50	8.I.45
	G				4.I.60B	4.I.55B	4.I.47 ^{1/2} B
C.	A	4.I.45	4.I.40	2.I.45 ^{1/2}	8.I.50	8.I.50	8.I.45
	N	4.I.42 ^{1/2}	4.I.40	2.I.47	8.I.50,	8.I.47 ^{1/2}	8.I.45
	G				4.I.60B	4.I.55B	4.I.47 ^{1/2} B
D.	A	4.I.40	4.I.40	2.I.45	8.I.50	8.I.45	8.I.45
	N	4.I.40	2.I.47 ^{1/2}	5.I.45	8.I.47 ^{1/2}	8.I.47 ^{1/2}	8.I.45
	G				4.I.55B	4.I.47 ^{1/2} B	4.I.45B

T A B L I C A F.

OBLICZENIE IŁOŚCI I WYMIARÓW PALI (SŁUPÓW) W PODPORACH MOSTOWYCH (JARZNA I KOZŁY).

	Dopuszczalne obciążenie pali (słupów) na wyboczenie w tonnach															
	Wolna długość pala (słupa) na wyboczenie w metrach.															
	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	Średnica pala (słupa) w cm	
20	9,89	7,69	5,50	3,77	2,83	2,20	1,73	1,41							20	Średnica pala (słupa) w cm
22	12,70	10,28	7,86	5,61	4,14	3,21	2,52	2,06	1,71	2,03					22	
24	15,82	13,18	10,55	7,91	5,80	4,52	3,62	2,86	2,41						24	
25	17,53	14,78	12,03	9,28	6,87	5,30	4,22	3,43	2,80	2,41					25	
26	19,29	16,45	13,59	10,72	8,07	6,13	4,90	4,05	3,23	2,80	2,39				26	
28	23,11	20,03	16,95	13,86	10,78	8,27	6,50	5,37	4,49	3,65	3,21	2,77			28	
30	27,22	23,93	20,61	17,32	14,03	10,95	8,48	7,07	6,29	4,95	4,21	3,85	3,18		30	
32	31,66	28,14	24,62	21,11	17,59	14,07	11,16	9,05	7,54	6,43	5,43	4,62	4,12	3,62	32	
34	36,45	32,73	28,98	25,23	21,48	17,77	14,28	11,14	9,62	8,07	7,00	5,93	5,15	4,62	34	
35	38,94	35,12	31,28	27,40	23,57	19,73	16,00	12,91	10,72	9,08	7,83	6,75	5,70	5,15	35	
36	41,58	37,63	33,63	29,68	25,72	22,79	17,81	14,48	11,88	10,19	8,71	7,57	6,44	5,71	36	
38	46,96	42,83	38,66	34,45	30,28	26,12	21,93	18,04	14,80	12,54	10,75	9,37	8,18	6,99	38	
40	52,79	48,39	44,00	39,60	35,20	30,80	26,40	22,00	18,23	15,08	13,20	11,31	10,06	8,80	40	

Przykład. 1)

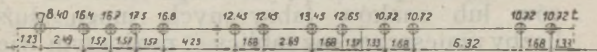
Obliczyć ile udźwignie pal jarzma o średnicy $d = 32$ cm i wysokości $H = 6$ m. **Rozwiązanie:** wolna długość $h = 0,71 \times 6 = 4,26$ m. Ponieważ w tablicy podane są długości pali co 1 m, zaś długość pala w danym wypadku wynosi $4,26$ m, należy w pierw odczytać w tablicy ile udźwignie pal długości 4 m, następnie zaś pal długości 5 m, a wreszcie na podstawie tych dwóch wartości obliczyć zapomoćą prostoliniowej interpolacji ile udźwignie pal długości $4,26$ m.

Z tablicy odczyta się, że pal o długości 4 m i średnicy 32 cm udźwignie $28,14$ t, zaś pal długości 4 m o tej samej średnicy — $24,62$ t. Zatem pal o długości $4,26$ m udźwignie $27,225$ t.

2) Odczytać ile udźwignie słup koła o średnicy $d = 30$ cm i wysokości $H = 7$ m. W danym wypadku odczytuje się rozwiązanie wprost z tablicy, a mianowicie: $P = 14,03$ t.

Objaśnienia do tablicy H.

1. Tablicę tę ułożono dla obciążenia pociągiem składającym się z parowozu ser. „Consolidation“ (Baldwin'a) i węglarek amerykańskich w/g niżej podanego schematu.



2. Momenty zginające od pociągu, umieszczone w drugiej pionowej rubryce, są obliczone w/g zasady Winkler'a, jako bezwzględnie największe.

Ciężar stały pomostu, składający się z wagi szyn, mostownic i desek, przyjęty został $q = 450$ kg na metr bieżący przęsła.

3. Naprężenie dopuszczalne przy zginaniu przyjęto dla wszystkich rozpiętości: $R = 800 \times 1,25 = 1000$ kg/cm², t. j. z powiększeniem o 25% norm. M. K. Z. z dnia 25 VII 19 r.

4. Podaną ilość dwuteówek obliczo-

M

no w/g wzoru:
$$n = \frac{M}{\tau W - \frac{gL^2}{8}}$$

We wzorze tym:

M—oznacza całkowity moment zginający w kg cm.

$\tau = 1000$ kg/cm²—dopuszczalne naprężenie,

W—moment oporu jednej belki w cm³,

g—ciężar własny jednej belki w kg na cm bieżący,

L—rozpiętość teoretyczną w cm.

Wzór ten stosuje się do następujących typów belek:

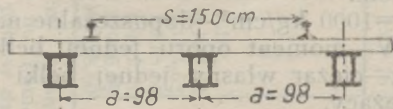
- 1) normalnych rosyjskich, oznaczonych literą τ ,
- 2) normaln. austriackich, oznaczonych literą A,
- 3) „ niemieckich, „ „ N,
- 4) szerokostopowych Grey'a, „ „ G,

5. Celem odróżnienia pochodzenia dwuteówek, nie posiadających odpowiednich napisów lub znaków fabrycznych, mogą służyć liczby umieszczone w tablicy w poziomym wierszu, tuż pod literami R, A, N i G, które to liczby oznaczają szerokość stopy dwuteówek w mm; w pionowym kierunku, pod szerokością stopy, podane są momenty oporu „W” w cm^3 i ciężary własne „g” odnośnych profilów w kg na metr bieżący.

6. Niezbędną ilość „n” belek dla danej rozpiętości odnajduje się jako jedną z liczb umieszczonych w odnośnym wierszu poziomym.

Ze wszystkich tych „n” należy zawsze wybrać najmniejsze, o ile temu odpowiadają posiadane profile, ugrupowanie zaś otrzymane z tabeli ilości „n” belek powinno być takie, ażeby na każdą z nich przypadała $\frac{1}{n}$ część $M_{\max}$.

W razie zastosowania ugrupowań tworzących trzy dźwigary, należy je rozstawiać na $a = 0,65 S \approx 98 \text{ cm}$. 11-85



Przy mniejszem „a” będą przeciążone dźwigary krańcowe, przy większem — środkowe.

7. Tablica daje możność obliczenia rzeczywistych naprężeń, często mniejszych od 1000 kg/cm² wskutek zaokrąglenia teoretycznej liczby belek do liczby całej.

Przykład: dla $L = 9,5$ m ilość belek Grey'a Nr. 50 $n = 3$ szt.

Moment zginający od pociągu i pomostu wynosi:

$$109,8 + 5,07 = 124,87 \text{ t. m.}$$

Moment zginający ciężaru własnego wynosi:

$$3 \times \frac{gL^2}{8} = \frac{3 \times 0.2055 \times 9,5^2}{8} = 6,95 \text{ t. m.}$$

Całkowity moment zginający $M = 131,82$ t. m.

Naprężenie rzeczywiste:

$$\frac{M}{3 W} = \frac{13182000}{3 \times 4451} = 987,2 \text{ kg/cm}^2.$$

8. Tablica nie uwzględnia osłabienia belek przez otwory dla nitów.

Momenty oporowe przekrojów, osłabionych przez otwory w ścianie pionowej są mniejsze od podanych w tablicy o ~5%.

28411



T A B L I C A H.

NIEZBĘDNE IŁOŚCI BELEK DWUTEOWYCH DLA MOSTÓW O ROZPIĘTOŚCI OD 2 DO 25 m.

[illegible]

T A B L I C A H. (d. c.)

NIEZBĘDNE IŁOŚCI BELEK DWUTEOWYCH DLA MOSTÓW O ROZPIĘTOŚCI OD 2 DO 25 m.

[illegible]

T A B L I C A H. (d. c.)

NIEZBEDNE IŁOŚCI BELEK DWUTEOWYCH DLA MOSTÓW O ROZPIĘTOŚCI OD 2 DO 25,0.

Rozpiętość w metrach	Momenty zginające tn. m		I L O Ś Ć B E L E K D W U T E O W Y C H N A J E D N O P R Z E S Ł O																																Rozpiętość w metrach									
			32			34			35	36			38			40				42 ¹ / ₂		45			47 ¹ / ₂		50		55		60	65	70	75		80	85	90	95	100				
	od pociągu		od pomostu	A	N	G	R	N	G	A	R	N	G	R	N	G	R	A	N	G	N	G	A	N	G	N	G	N	G	N	G	Szerokostopowe Grey'a.												
	W=873 g=69,05	W=782 g=61,07	W=833 g=126,2	W=833 g=62,27	W=923 g=68,14	W=2073 g=131,4	W=1125 g=81,36	W=975 g=68,94	W=1089 g=76,22	W=2360 g=142,5	W=1132 g=75,96	W=1264 g=84,00	W=2605 g=150,1	W=1304 g=83,3	W=1636 g=104,3	W=1461 g=92,63	W=2892 g=159,8	W=1740 g=103,6	W=3212 g=167,0	W=2279 g=130,1	W=2037 g=115,4	W=3595 g=180,0	W=2378 g=128,0	W=3992 g=190,0	W=2750 g=141,3	W=4451 g=205,5	W=3607 g=167,2	W=5308 g=226,1	W=5997 g=236,0	W=6990 g=246,9	W=7374 g=255,3	W=8068 g=265,4	W=9012 g=278,0	W=9762 g=287,0		W=10533 g=295,5	W=11600 g=311,0	W=12425 g=319,7						
	132	131	300	133,8	137	300	141	140,2	143	300	146,6	149	300	153	156	155	300	163	300	171	170	300	178	300	185	300	200	300	300	300	300	300	300	300		300	300	300	300					
10,5	128,6	6,22	18	20	8	18	17	8	14	16	14	7	13	12	6	12	10	10	6	9	5	7	8	5	7	4	6	4	4	3	3	3	2								10,5			
11,0	138,2	6,81	19		9	20	18	8	15	17	15	7	14	13	7	13	10	11	6	10	5	7	8	5	7	4	6	4	5	3	3	3	3								11,0			
11,5	147,4	7,45			10		19	9	16	18	16	8	16	14	7	14	11	12	6	10	6	8	9	5	8	5	7	4	5	4	3	3	3	2								11,5		
12,0	157,2	8,10			10		21	9	17	20	18	8	17	15	8	15	12	13	7	11	6	9	10	6	8	5	7	5	5	4	3	3	3	3	2							12,0		
12,5	166,6	8,78			11			10	18		19	9	18	16	8	16	13	14	7	12	7	9	10	6	9	5	8	5	6	4	4	3	3	3	3							12,5		
13,0	174,6	9,51			12			11	20		20	9	19	17	9	17	13	15	8	12	7	10	11	6	9	6	8	5	6	4	4	3	3	3	3	2						13,0		
13,5	185,8	10,2			13			11	21				10		19	9	18	14	16	8	13	7	10	11	7	10	6	9	5	7	5	4	4	3	3	3	3	2				13,5		
14,0	197	11,0					12					11		20	10	19	15	17	9	14	8	11	12	7	10	6	9	6	7	5	4	4	4	3	3	3	3	2				14,0		
14,5	207	11,8					13					12			10	20	16	18	9	15	8	12	13	7	11	7	10	6	7	5	5	4	4	3	3	3	3	3	2				14,5	
15,0	219	12,7										12			11		18	20	10	16	9	13	14	8	12	7	10	6	8	5	5	4	4	4	3	3	3	3	2			15,0		
15,5	232	13,5											12			19			11	18	10	13	15	9	13	8	11	7	8	6	5	5	4	4	3	3	3	3	3			15,5		
16,0	244	14,4										13			13		20		11	19	10	14	16	9	13	8	12	7	9	6	5	5	4	4	4	3	3	3	3			16,0		
16,5	257	15,3													12	20			12	20	11	15	17	10	14	9	12	8	9	6	6	5	5	4	4	4	3	3	3			16,5		
17,0	271	16,3														13				11	16	18	10	15	9	13	8	10	7	6	5	5	5	4	4	3	3	3			17,0			
17,5	285	17,2																		12	17	19	11	16	10	14	9	11	7	6	6	5	5	4	4	4	3	3			17,5			
18,0	300	18,2																		13	19	20	11	17	10	15	9	11	8	7	6	5	5	5	4	4	4	3			18,0			
18,5	313	19,2																			20			12	19	11	16	10	12	8	7	6	6	5	5	4	4	4	3			18,5		
19,0	328	20,3																			21			13	20	11	17	10	13	9	8	7	6	6	5	5	4	4	4			19,0		
19,5	344	21,4																								12	18	11	13	9	8	7	6	6	5	5	4	4	4			19,5		
20,0	360	22,5																								13	19	12	14	10	8	7	7	6	5	5	5	4	4			20,0		
20,5	374	23,6																										12		10	9	8	7	6	6	5	5	4	4			20,5		
21,0	390	24,8																											13		11	9	8	7	6	6	5	5	4			21,0		
21,5	405	26,0																												11	10	9	8	7	6	6	5	5	5			21,5		
22,0	422	27,2																												12	10	9	8	7	6	6	6	5	5			22,0		
22,5	439	28,5																													11	10	8	8	7	6	6	5	5			22,5		
23,0	456	29,7																													11	10	9	8	7	7	6	6	5			23,0		
23,5	474	31,0																													12	11	9	9	8	7	6	6	5			23,5		
24,0	493	32,4																													13	11	10	9	8	7	7	6	6	5			24,0	
24,5	511	33,7																														12	10	9	8	8	7	6	6	5			24,5	
25,0	528	35,2																														12	11	10	9	8	7	7	6	6	5			25,0

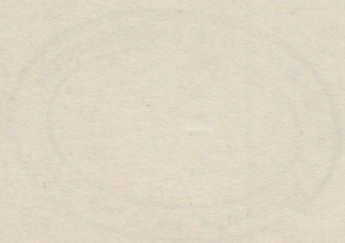
TABELA B (b.2)

WYKONANIE PRAC WYKONAWCZYCH DLA MOSTÓW

Lp.	Nazwa robót	Ilość		Cena		Wartość	
		m	cm	zł	gr	zł	gr
1	Prace przygotowawcze	10	00	100	00	100	00
2	Prace ziemne	10	00	100	00	100	00
3	Prace murarskie	10	00	100	00	100	00
4	Prace ciesielskie	10	00	100	00	100	00
5	Prace kłodowe	10	00	100	00	100	00
6	Prace malarskie	10	00	100	00	100	00
7	Prace elektryczne	10	00	100	00	100	00
8	Prace sanitarno-techniczne	10	00	100	00	100	00
9	Prace transportowe	10	00	100	00	100	00
10	Prace eksploatacyjne	10	00	100	00	100	00
11	Prace konserwacyjne	10	00	100	00	100	00
12	Prace remontowe	10	00	100	00	100	00
13	Prace budowlane	10	00	100	00	100	00
14	Prace inżynierskie	10	00	100	00	100	00
15	Prace geodezyjne	10	00	100	00	100	00
16	Prace hydrologiczne	10	00	100	00	100	00
17	Prace meteorologiczne	10	00	100	00	100	00
18	Prace klimatyczne	10	00	100	00	100	00
19	Prace biologiczne	10	00	100	00	100	00
20	Prace zoologiczne	10	00	100	00	100	00
21	Prace botaniczne	10	00	100	00	100	00
22	Prace geologiczne	10	00	100	00	100	00
23	Prace paleontologiczne	10	00	100	00	100	00
24	Prace etnologiczne	10	00	100	00	100	00
25	Prace historyczne	10	00	100	00	100	00
26	Prace filologiczne	10	00	100	00	100	00
27	Prace matematyczne	10	00	100	00	100	00
28	Prace fizyczne	10	00	100	00	100	00
29	Prace chemiczne	10	00	100	00	100	00
30	Prace biologiczne	10	00	100	00	100	00
31	Prace zoologiczne	10	00	100	00	100	00
32	Prace botaniczne	10	00	100	00	100	00
33	Prace geologiczne	10	00	100	00	100	00
34	Prace paleontologiczne	10	00	100	00	100	00
35	Prace etnologiczne	10	00	100	00	100	00
36	Prace historyczne	10	00	100	00	100	00
37	Prace filologiczne	10	00	100	00	100	00
38	Prace matematyczne	10	00	100	00	100	00
39	Prace fizyczne	10	00	100	00	100	00
40	Prace chemiczne	10	00	100	00	100	00
41	Prace biologiczne	10	00	100	00	100	00
42	Prace zoologiczne	10	00	100	00	100	00
43	Prace botaniczne	10	00	100	00	100	00
44	Prace geologiczne	10	00	100	00	100	00
45	Prace paleontologiczne	10	00	100	00	100	00
46	Prace etnologiczne	10	00	100	00	100	00
47	Prace historyczne	10	00	100	00	100	00
48	Prace filologiczne	10	00	100	00	100	00
49	Prace matematyczne	10	00	100	00	100	00
50	Prace fizyczne	10	00	100	00	100	00
51	Prace chemiczne	10	00	100	00	100	00
52	Prace biologiczne	10	00	100	00	100	00
53	Prace zoologiczne	10	00	100	00	100	00
54	Prace botaniczne	10	00	100	00	100	00
55	Prace geologiczne	10	00	100	00	100	00
56	Prace paleontologiczne	10	00	100	00	100	00
57	Prace etnologiczne	10	00	100	00	100	00
58	Prace historyczne	10	00	100	00	100	00
59	Prace filologiczne	10	00	100	00	100	00
60	Prace matematyczne	10	00	100	00	100	00
61	Prace fizyczne	10	00	100	00	100	00
62	Prace chemiczne	10	00	100	00	100	00
63	Prace biologiczne	10	00	100	00	100	00
64	Prace zoologiczne	10	00	100	00	100	00
65	Prace botaniczne	10	00	100	00	100	00
66	Prace geologiczne	10	00	100	00	100	00
67	Prace paleontologiczne	10	00	100	00	100	00
68	Prace etnologiczne	10	00	100	00	100	00
69	Prace historyczne	10	00	100	00	100	00
70	Prace filologiczne	10	00	100	00	100	00
71	Prace matematyczne	10	00	100	00	100	00
72	Prace fizyczne	10	00	100	00	100	00
73	Prace chemiczne	10	00	100	00	100	00
74	Prace biologiczne	10	00	100	00	100	00
75	Prace zoologiczne	10	00	100	00	100	00
76	Prace botaniczne	10	00	100	00	100	00
77	Prace geologiczne	10	00	100	00	100	00
78	Prace paleontologiczne	10	00	100	00	100	00
79	Prace etnologiczne	10	00	100	00	100	00
80	Prace historyczne	10	00	100	00	100	00
81	Prace filologiczne	10	00	100	00	100	00
82	Prace matematyczne	10	00	100	00	100	00
83	Prace fizyczne	10	00	100	00	100	00
84	Prace chemiczne	10	00	100	00	100	00
85	Prace biologiczne	10	00	100	00	100	00
86	Prace zoologiczne	10	00	100	00	100	00
87	Prace botaniczne	10	00	100	00	100	00
88	Prace geologiczne	10	00	100	00	100	00
89	Prace paleontologiczne	10	00	100	00	100	00
90	Prace etnologiczne	10	00	100	00	100	00
91	Prace historyczne	10	00	100	00	100	00
92	Prace filologiczne	10	00	100	00	100	00
93	Prace matematyczne	10	00	100	00	100	00
94	Prace fizyczne	10	00	100	00	100	00
95	Prace chemiczne	10	00	100	00	100	00
96	Prace biologiczne	10	00	100	00	100	00
97	Prace zoologiczne	10	00	100	00	100	00
98	Prace botaniczne	10	00	100	00	100	00
99	Prace geologiczne	10	00	100	00	100	00
100	Prace paleontologiczne	10	00	100	00	100	00

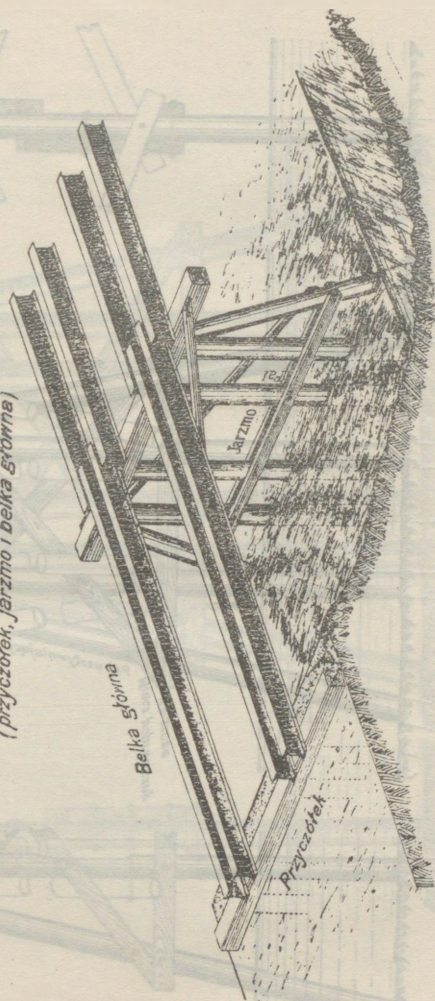
RYSUNKI
DO CZ. I. ROZDZ. I. i II.

RYSUNKI
DO CZ. I. ROZDZ. I i II.



Tablica 1 a.

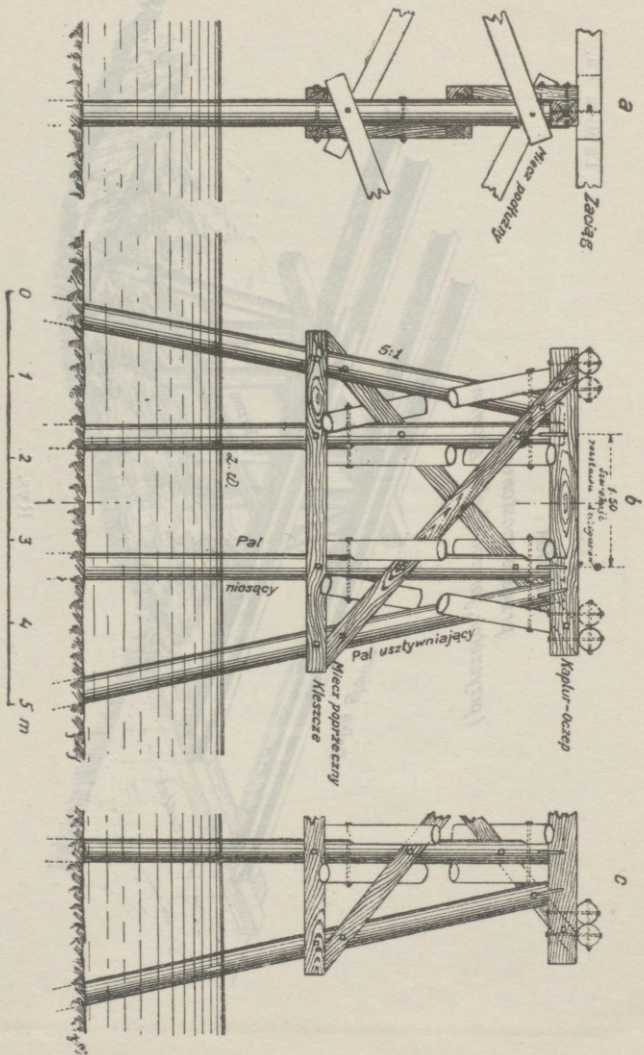
*Widok
przegląd mostowego
(przyczółek, jarzmo i belka główna)*



Rys. 1.

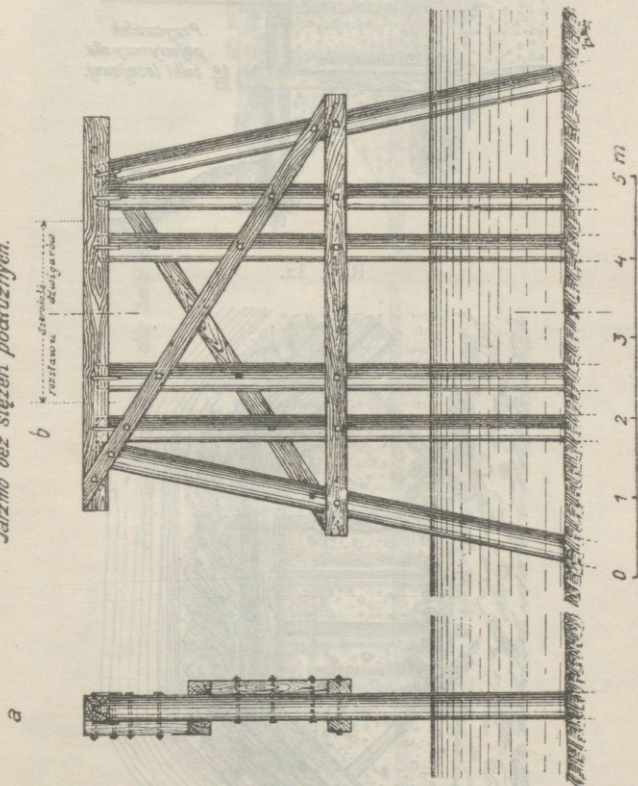
Jarzmo

Typ 1



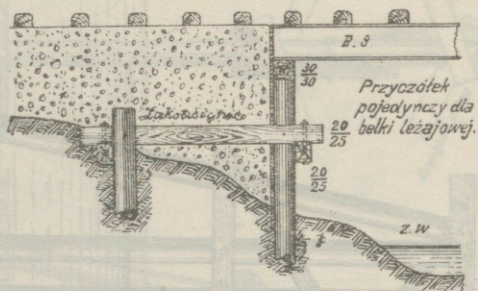
Tablica 2.

Jazmo bez słażeń podłużnych.

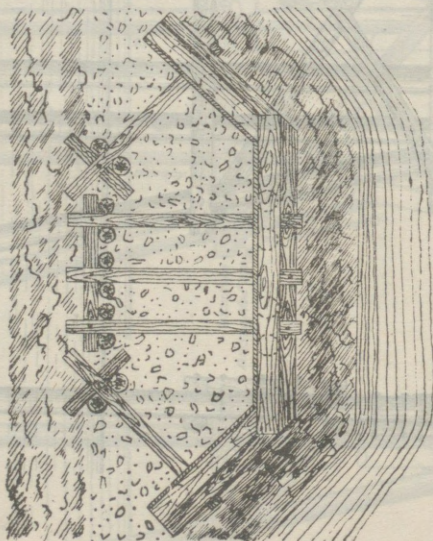


Rys. 2.

Tablica 3.



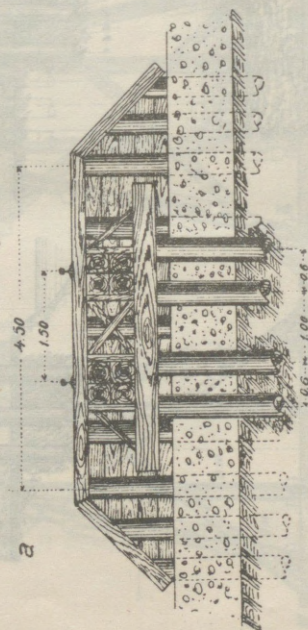
Rys. 3a.



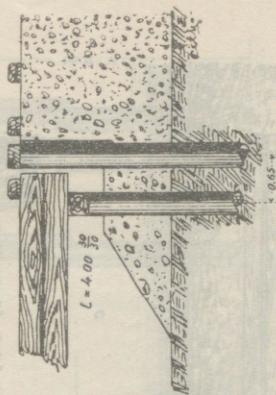
Rys. 3b.

Tablica 4.

Przyczołtek złożony dla belki leżącej



b

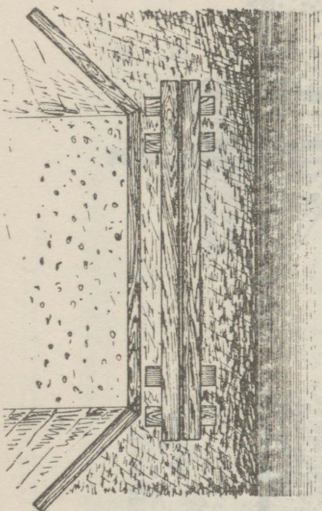
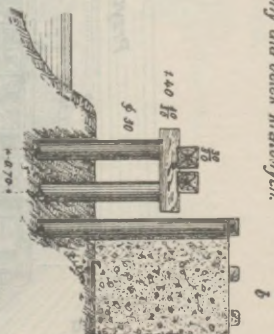
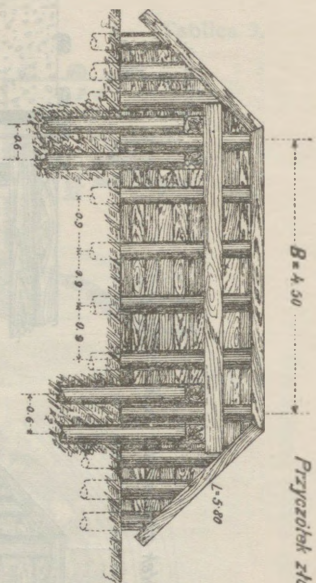


1:100

Rys. 4.

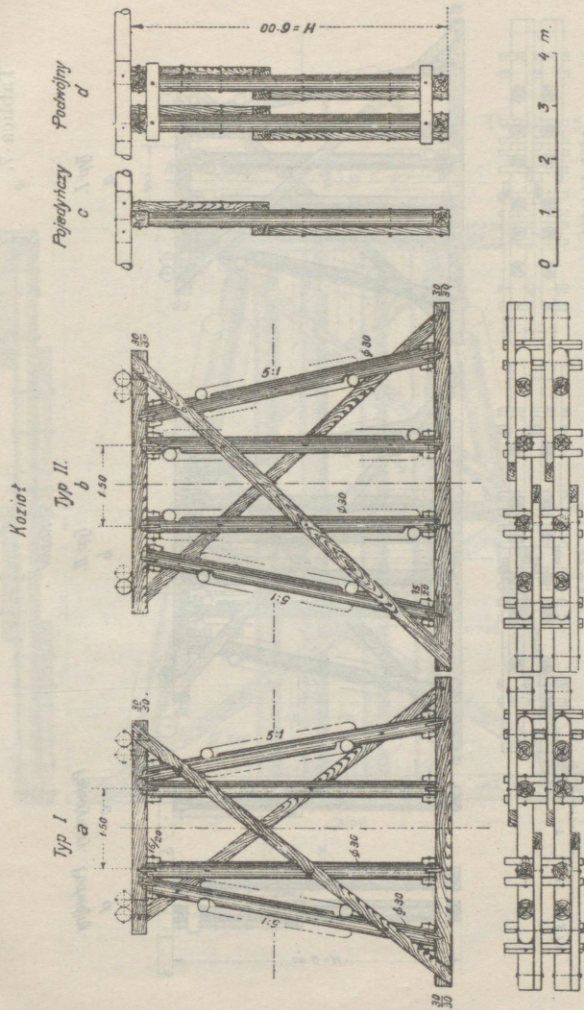
Tablica 5.

Przygóziak złożony dla belek kratowych.



Rys. 5.

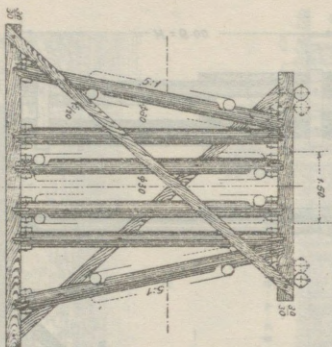
Tablica 6.



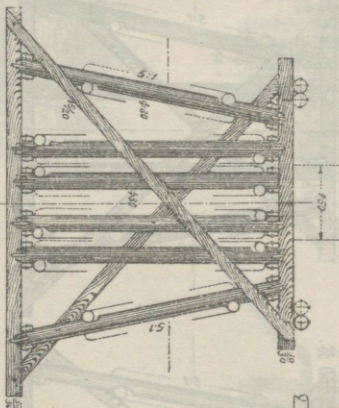
Rys. 6.

Tablica 7.

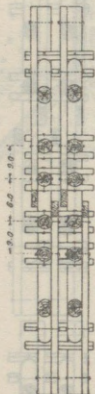
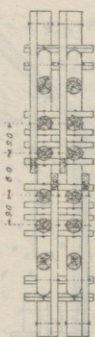
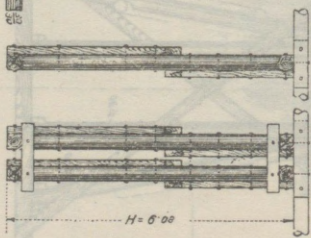
Typ I.
a



Typ II.
b



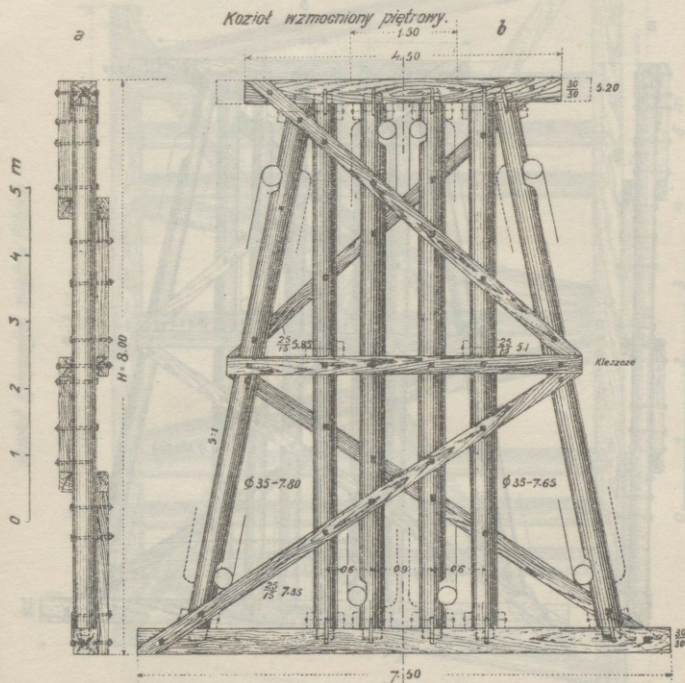
Pojedynczy. Podwojny.
c d



0 1 2 3 m

Rys. 7.

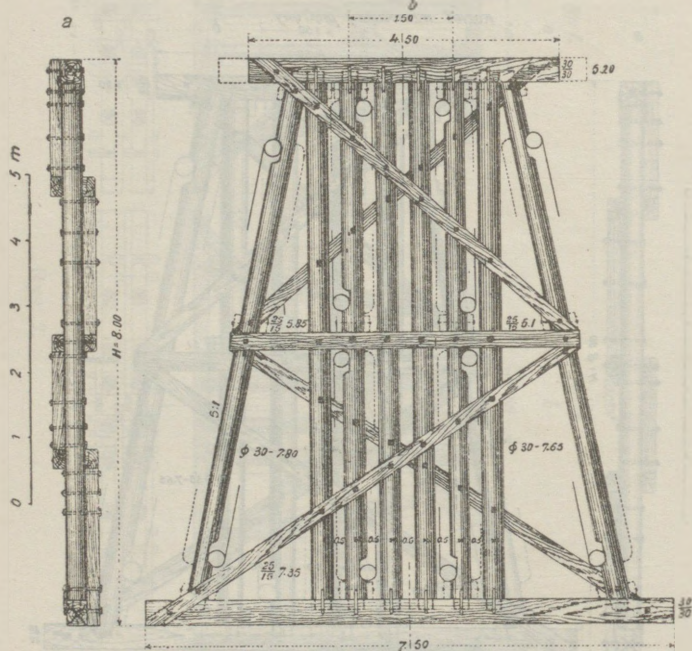
Tablica 8.



Rys. 8.

Tabl. 9.

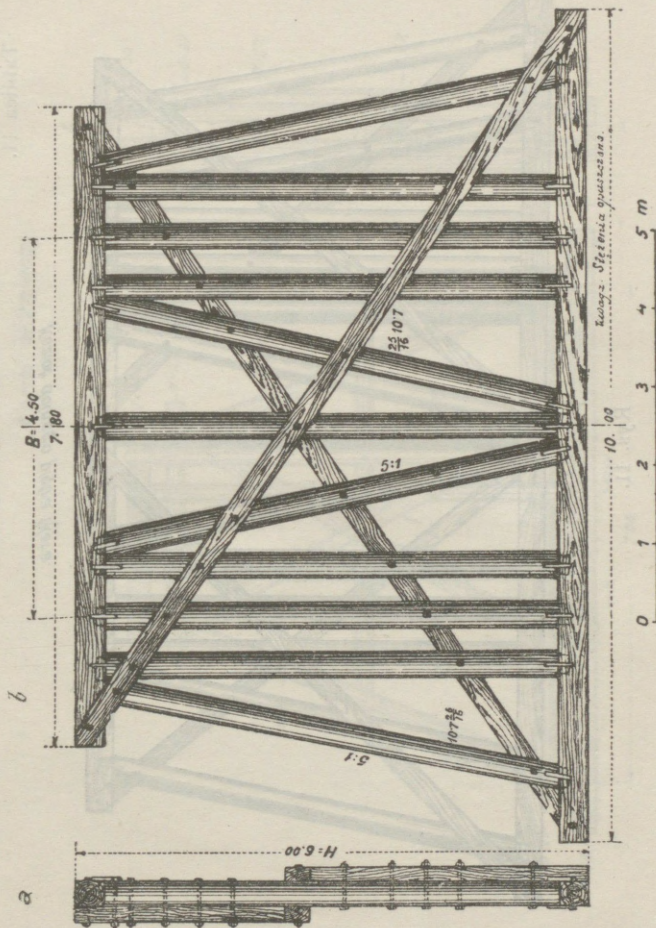
Ковшот усиленный пиетровы



Rys. 9.

Tablica 10.

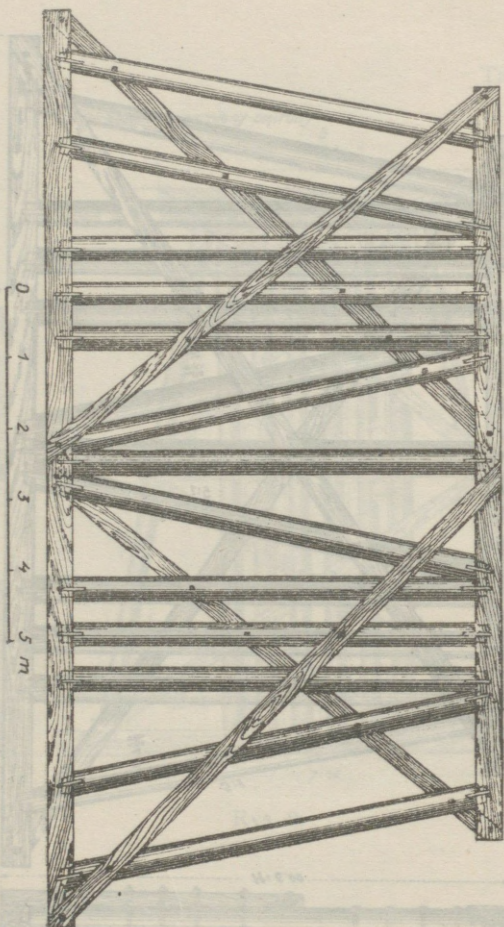
Kaziat' gornego pietra filara.



Rys. 10.

Tablica 11.

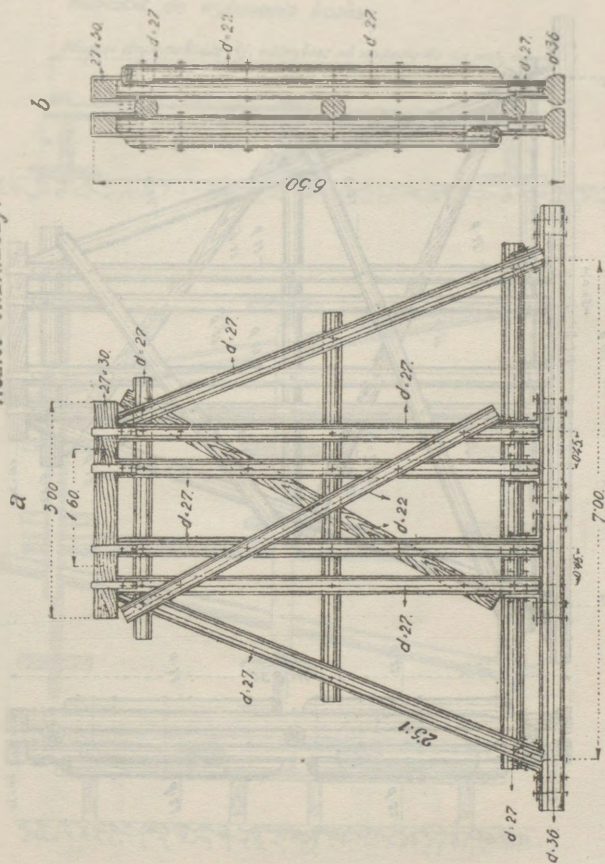
Kozior dolnego piętka filara.



Rys. 11.

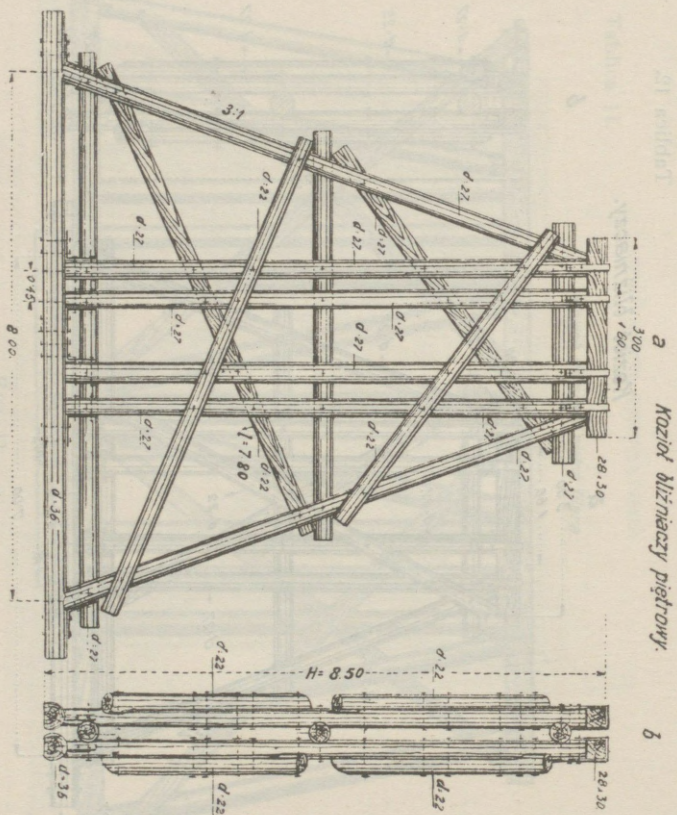
Tablica 12.

Kozioł blizniaczy.



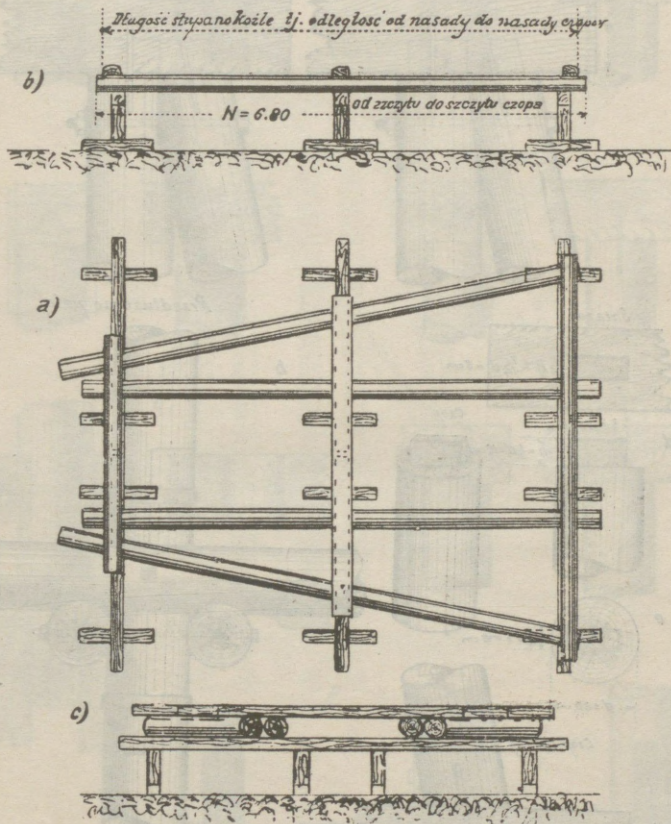
Rys. 12.

Tablice 13.



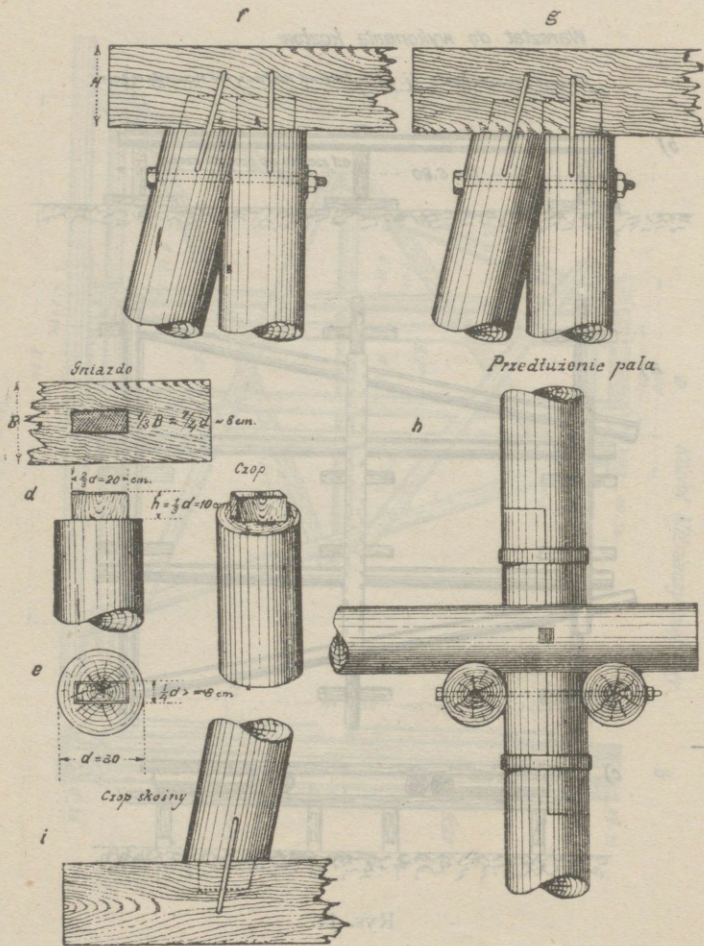
Tablica 14a.

Warsztat do wykonania koźłów

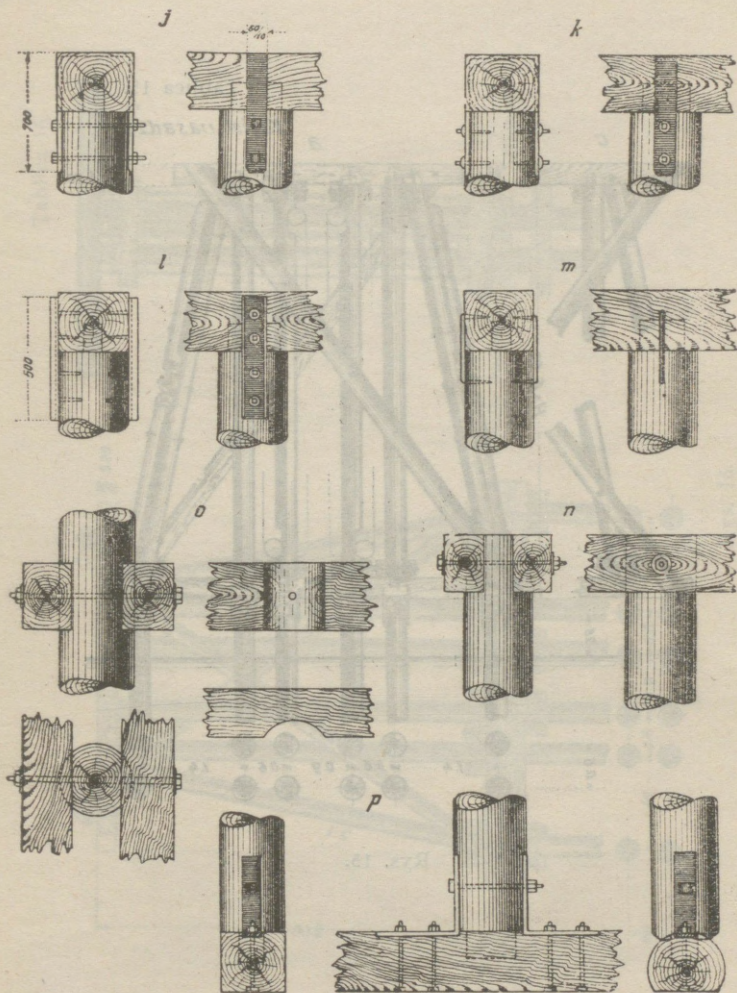


Rys. 14.

Połączenie pala, zastrzału i kaptura.

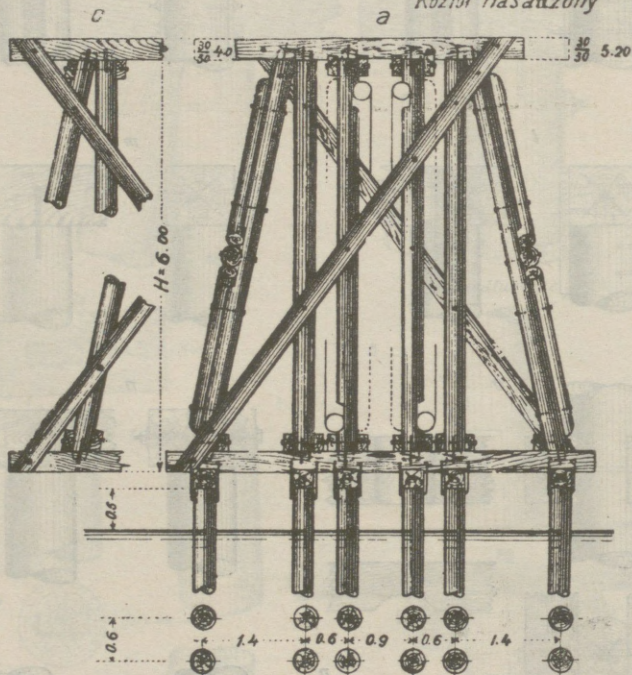


Rys. 14.



Tablica 15.

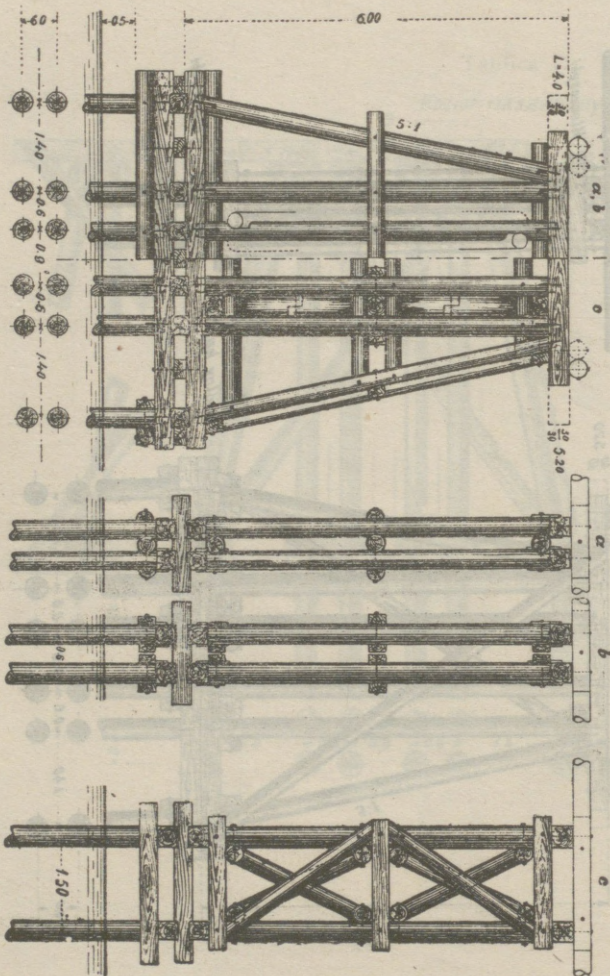
Kozioł nasadzony



Rys. 15.

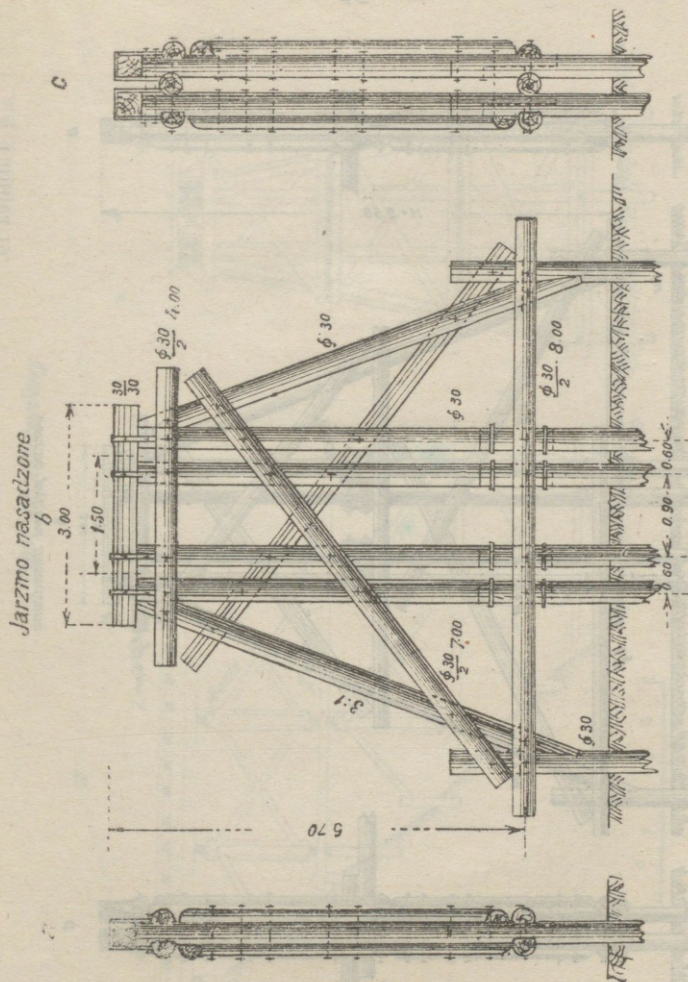
Tablica 17.

Мидолт



Rys. 17.

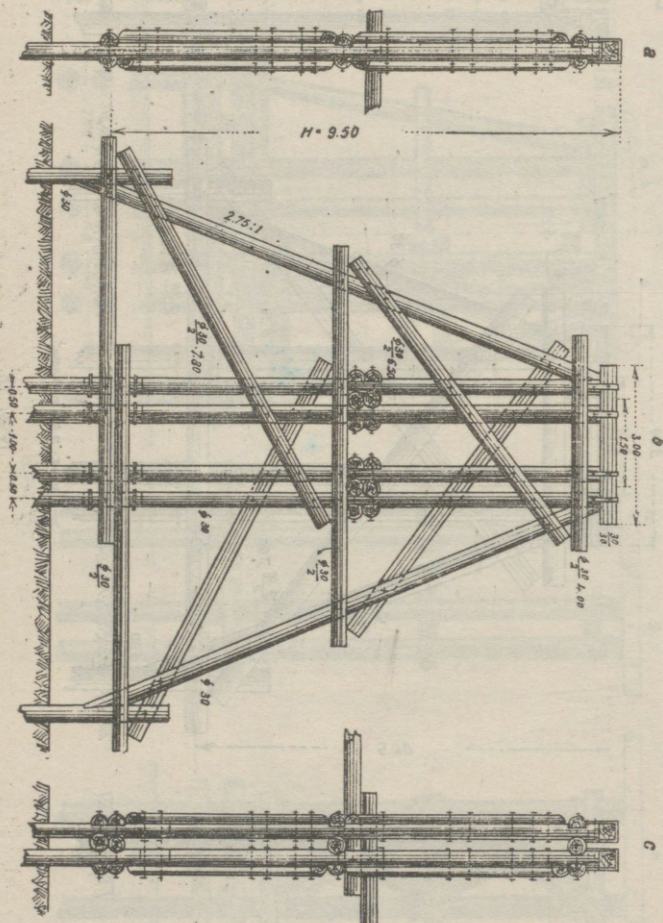
Tablica 18.



Rys. 18.

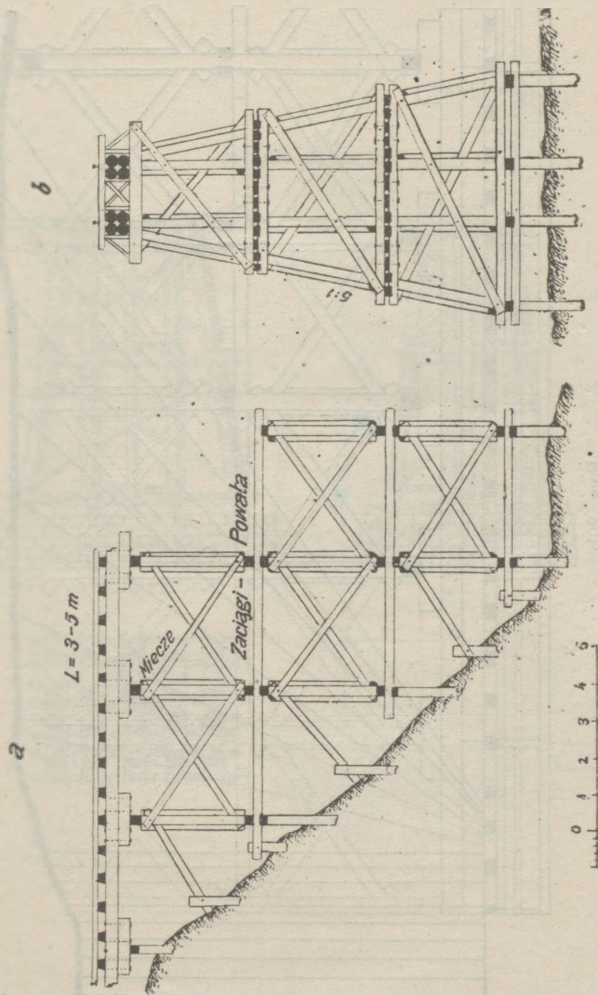
Tabllica 19.

Jaizmo piñtore nasadzano



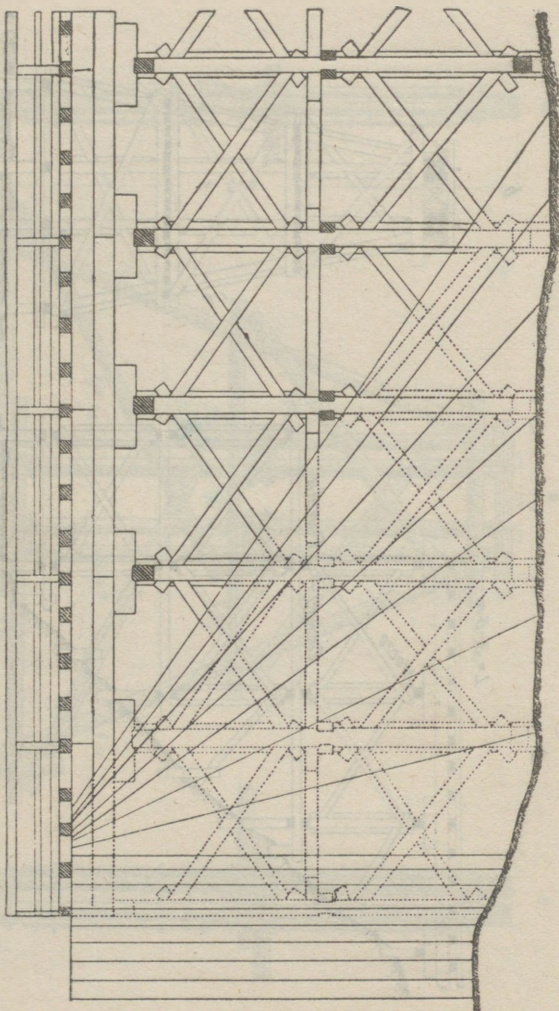
Tablica 20a.

Most rusztowaniowy.



Rys. 20 a.

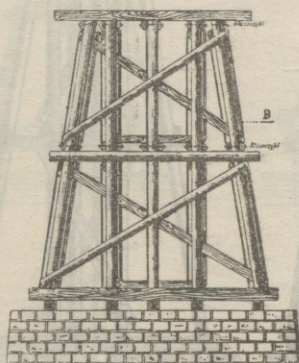
Tablica 20b.



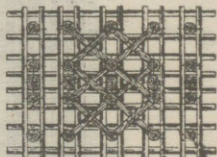
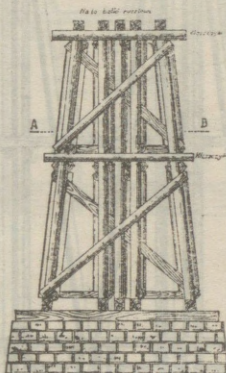
Rys. 20b.

Tablica 21.

Filar o kształtach równoległych.



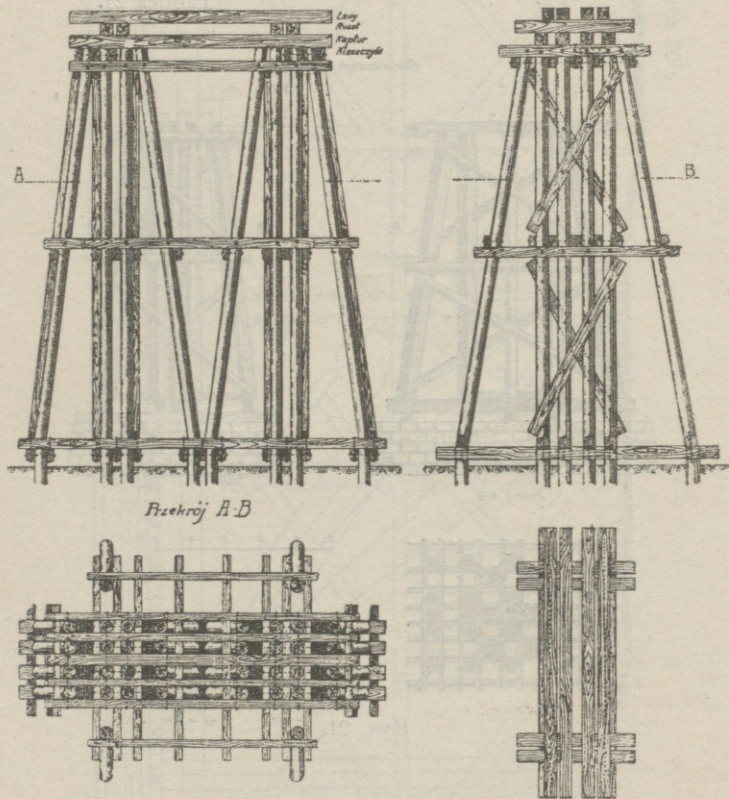
Przebieg A-B.



0 1 2 3 4 5 m

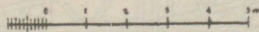
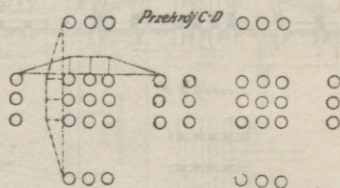
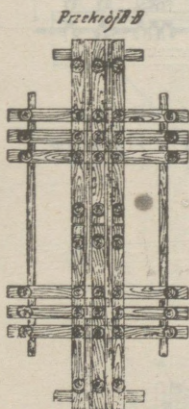
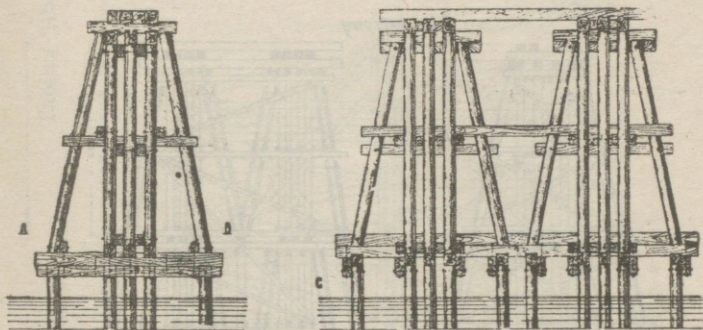
Rys. 21.

Tablica 22.



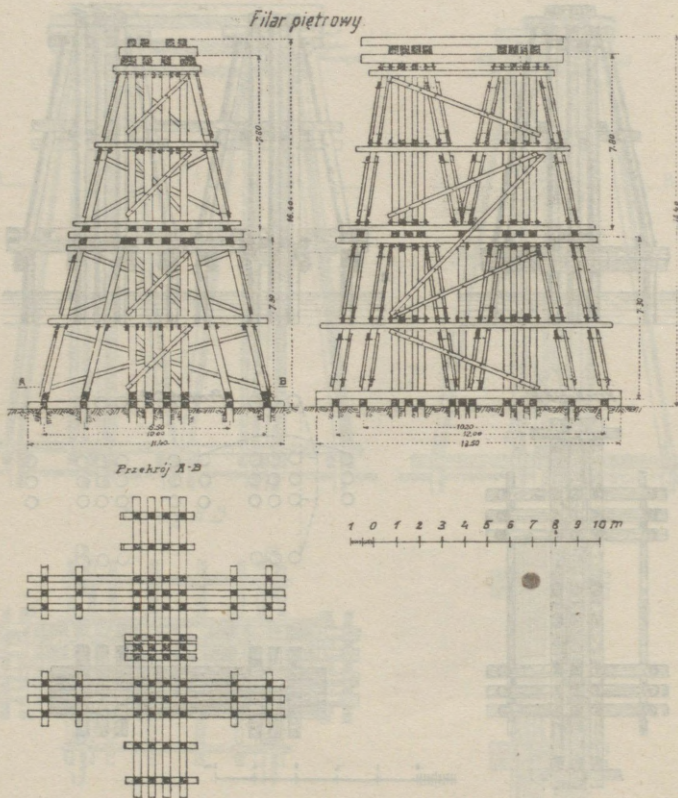
Rys. 22.

Tablica 23.



Rys. 23.

Tablica 24a.

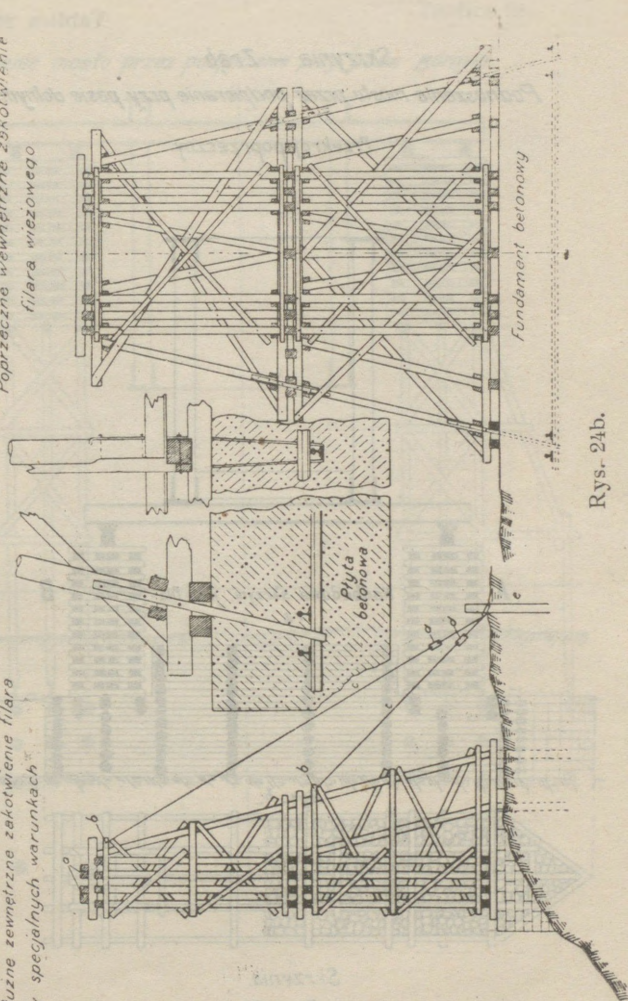


Rys. 24 a.

Tablica 24b.

Poprzeczne wewnętrzne zakotwienie
filara wieżowego

Widoczne zewnętrzne zakotwienie filara
w specjalnych warunkach

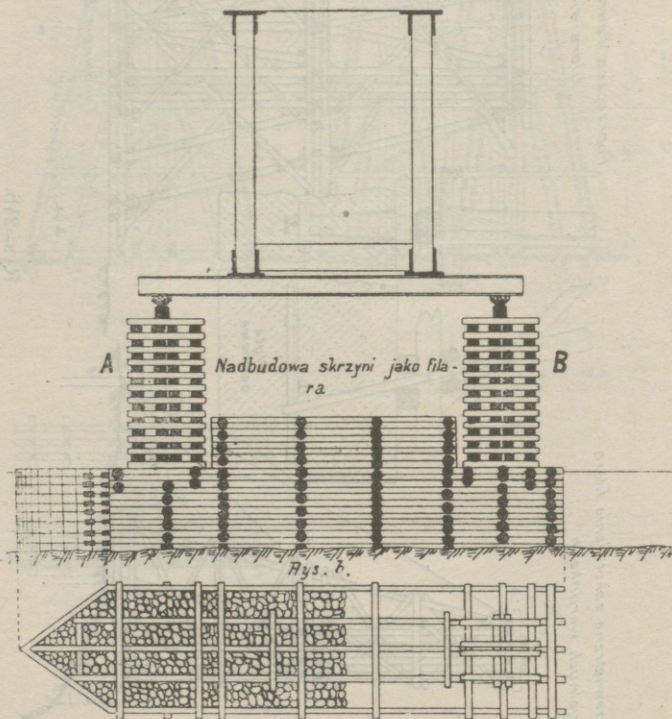


Rys. 24b.

Skrzynia - Zrąb

Podnoszenie mostu przez podpieranie przy pasie dolnym.

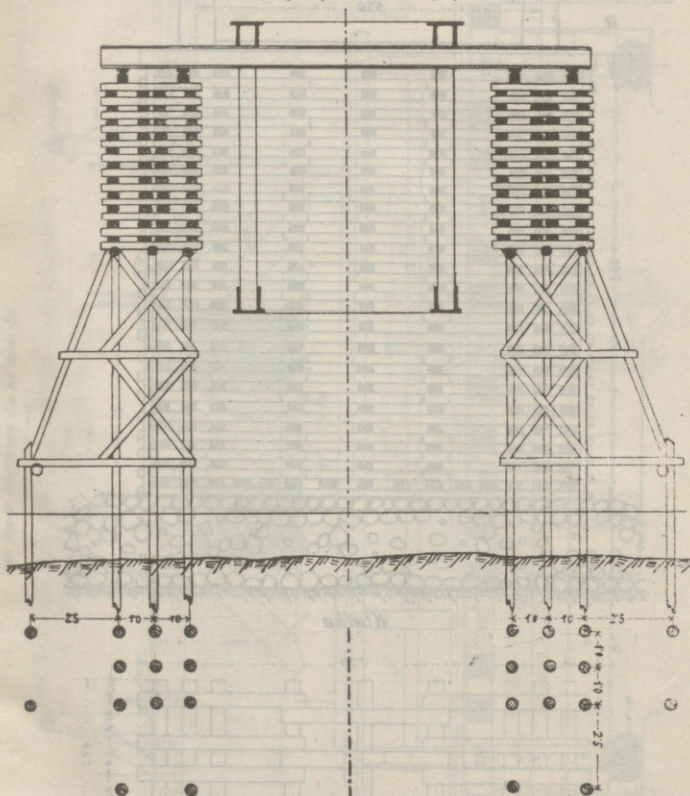
Przekrój poprzeczny.



Skrzynia.

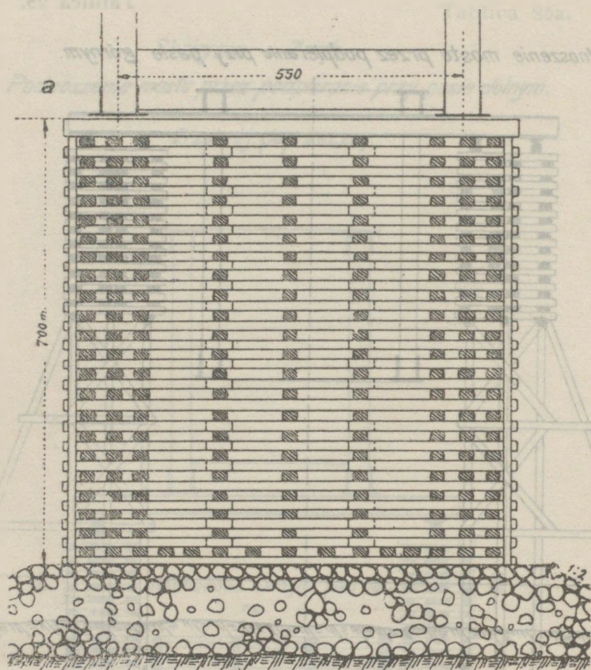
Rys. 25a.

Podnoszenie mostu przez podpieranie przy pasie górnym.

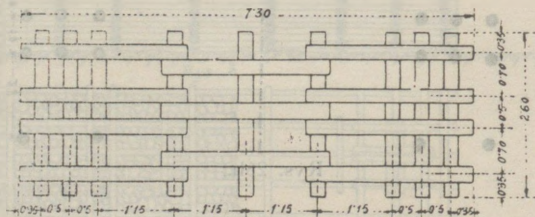


Rys. 25b.

Tablica 26.

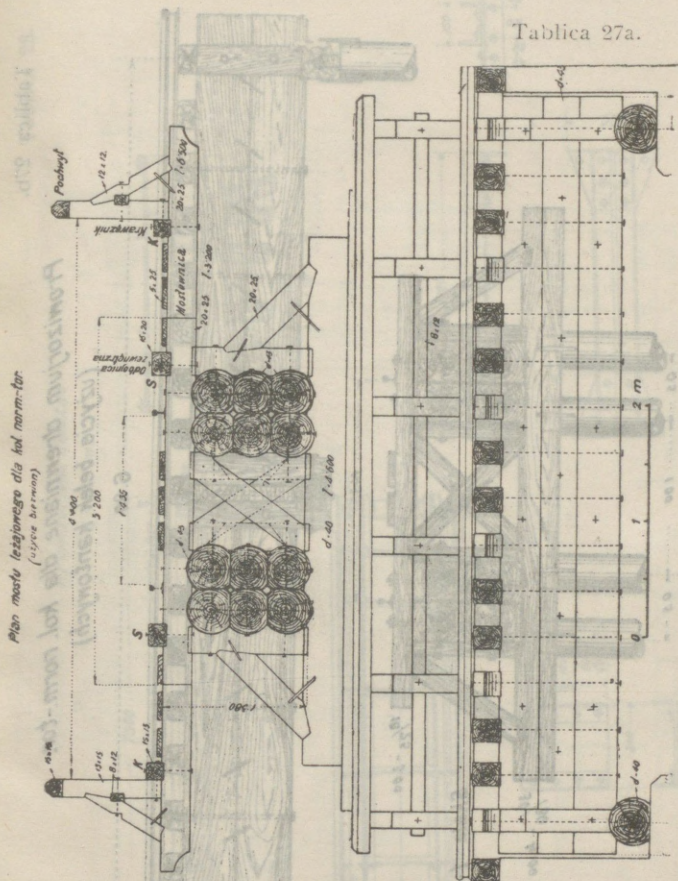


Klatka



Rys 26.

Tablica 27a.

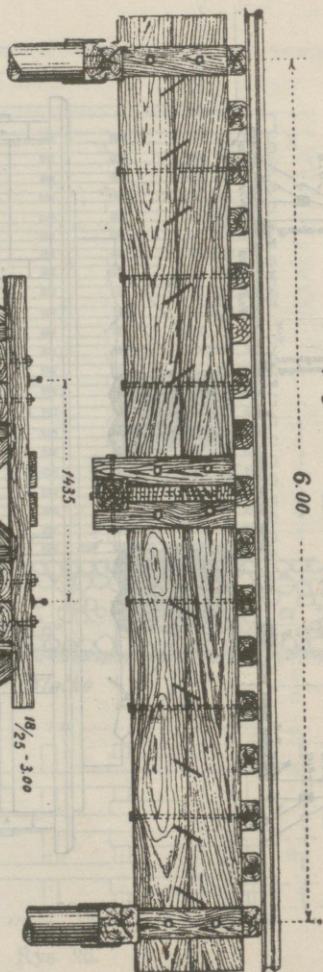


Rys. 27a.

Tаблица 27b.

Промизорјум дреwnиане для кол. норм.-тар.
(у́згиче бедек кантовых)

6.00

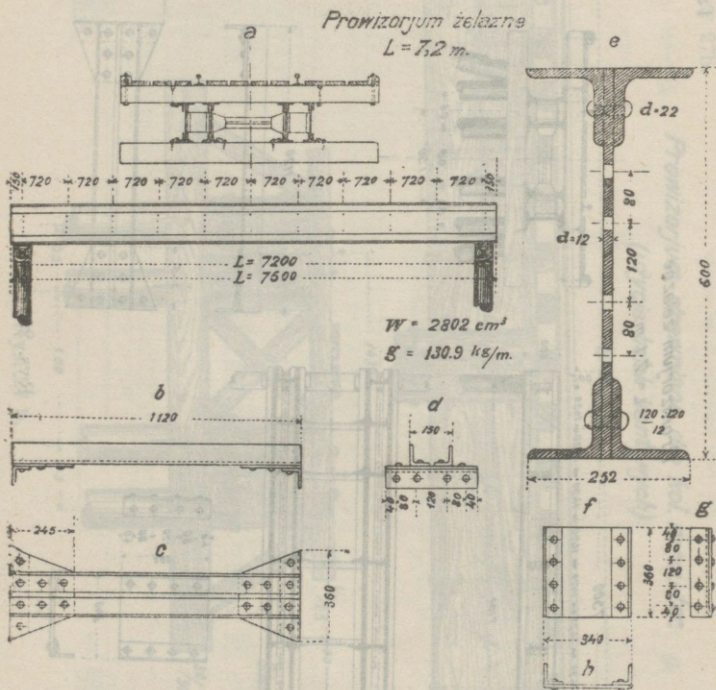


Шкала 1:50

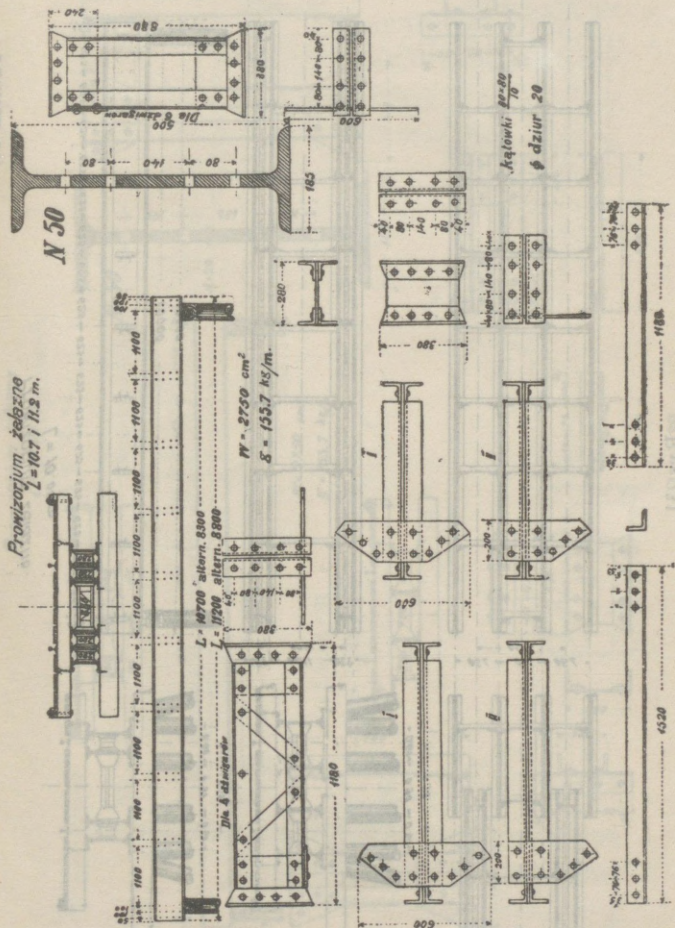
30/30 - 4.00

Рис. 27 б.

Ta b l a 29.



Rys. 29.



Rys. 50.

Tablica 31.

Prowizorium želazne

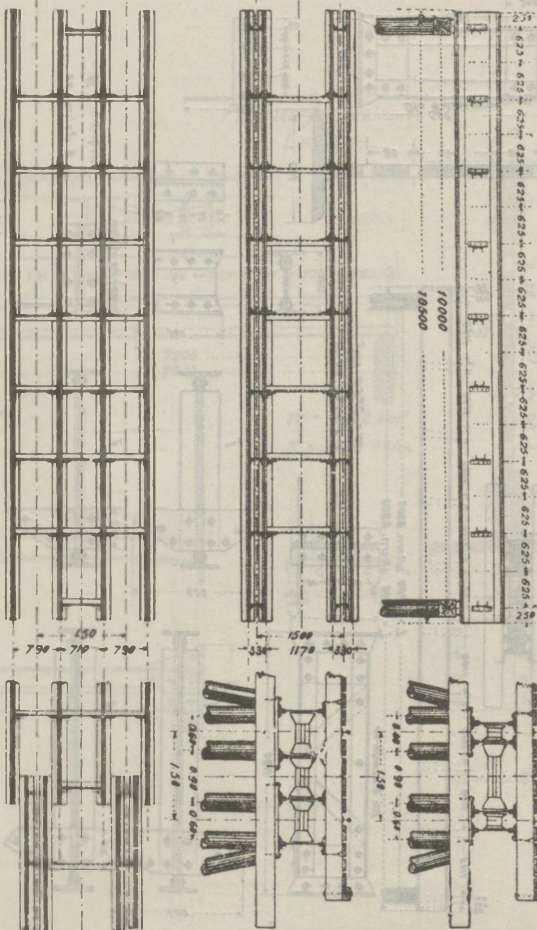
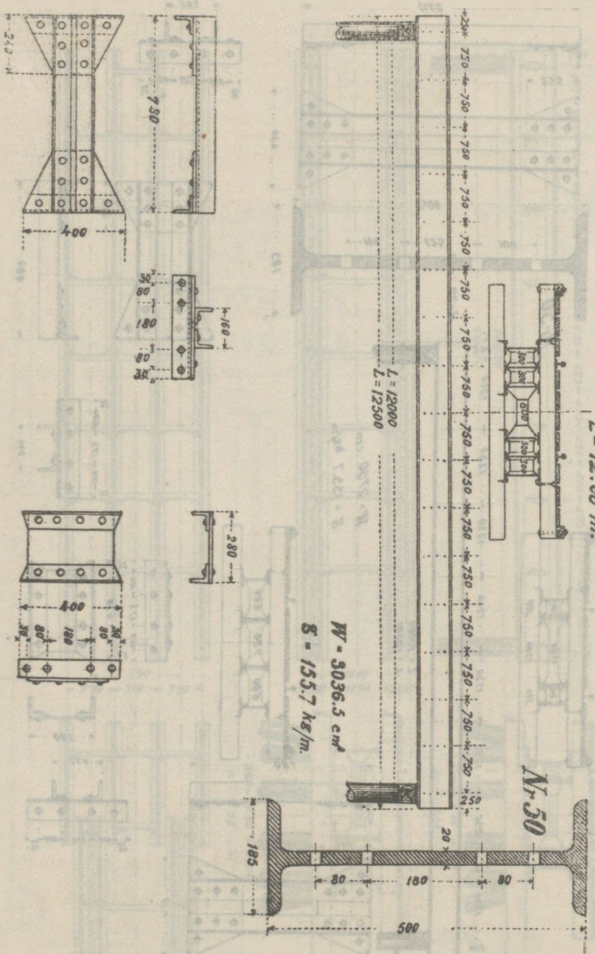
 $L = 10.00 \text{ m.}$ 

Таблица 33.

Провизорјум жељезне.

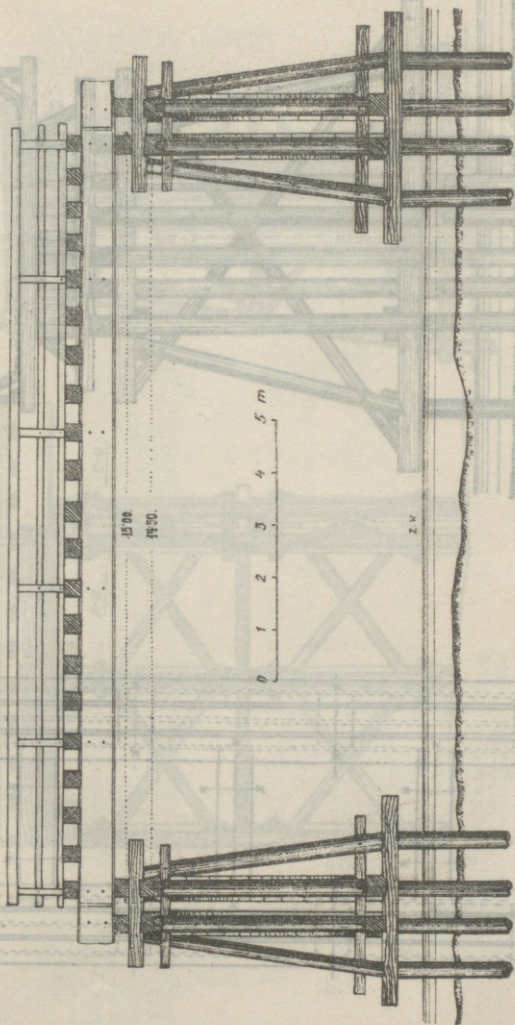
$L = 12.00 \text{ m.}$



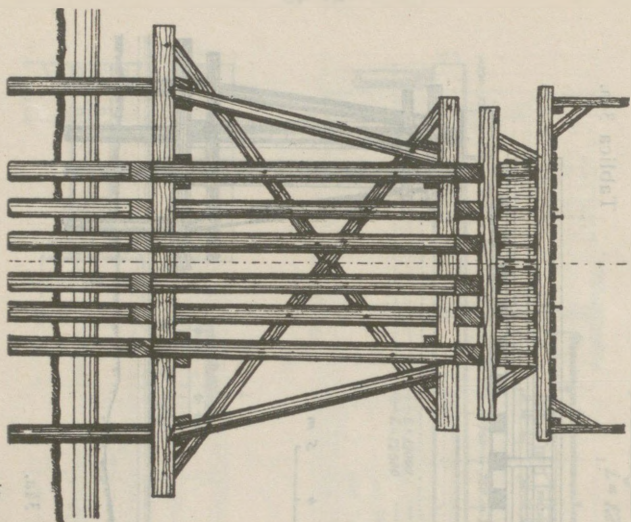
$W = 3036.5 \text{ cm}^3$
 $S = 155.7 \text{ kg/m.}$

Рис. 33.

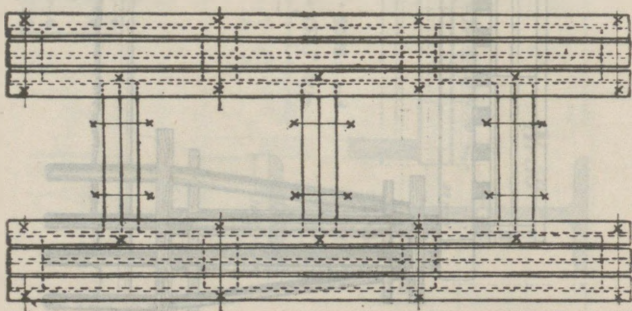
Tablica 34a.



Tablica 43b.

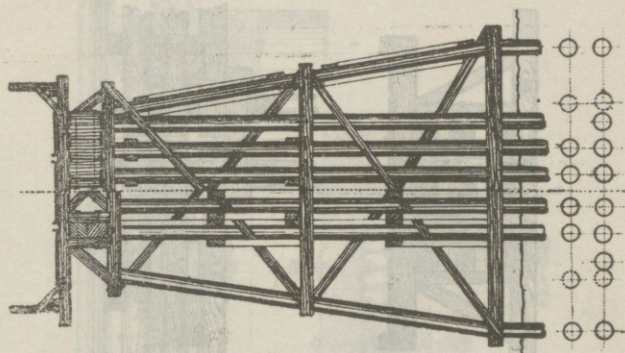


Kys. 310.

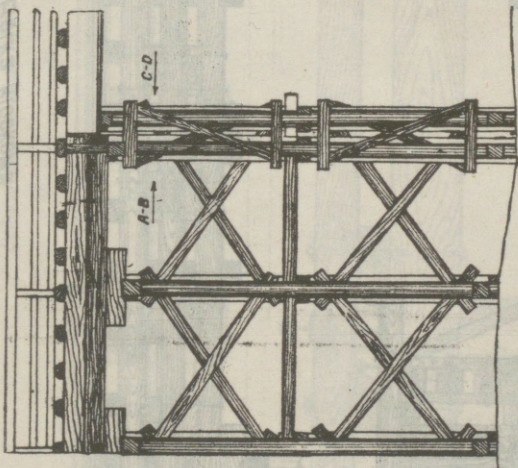


Tablica 34c.

Przekroje
A-B C-D



Plan dla mostu leżajowego



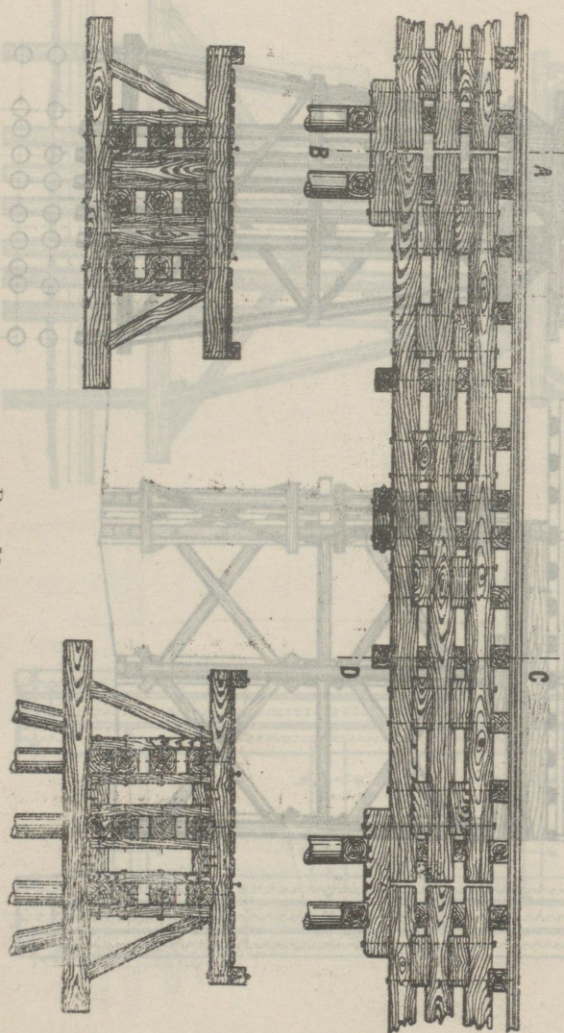
Rys. 34c.

Tablica 35.

0-2 2-4

Belka kłoczkowa.

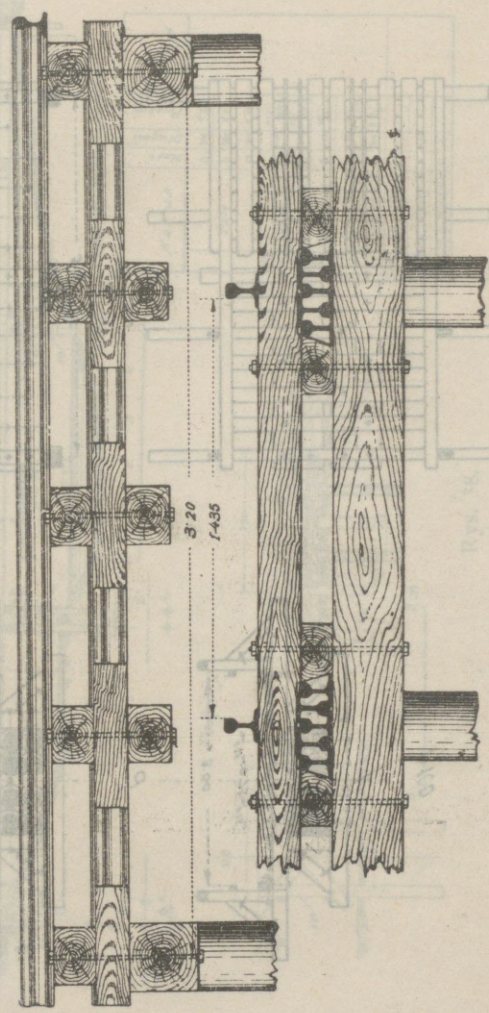
opracował inżynier Wł. Wł.



Rys. 35.

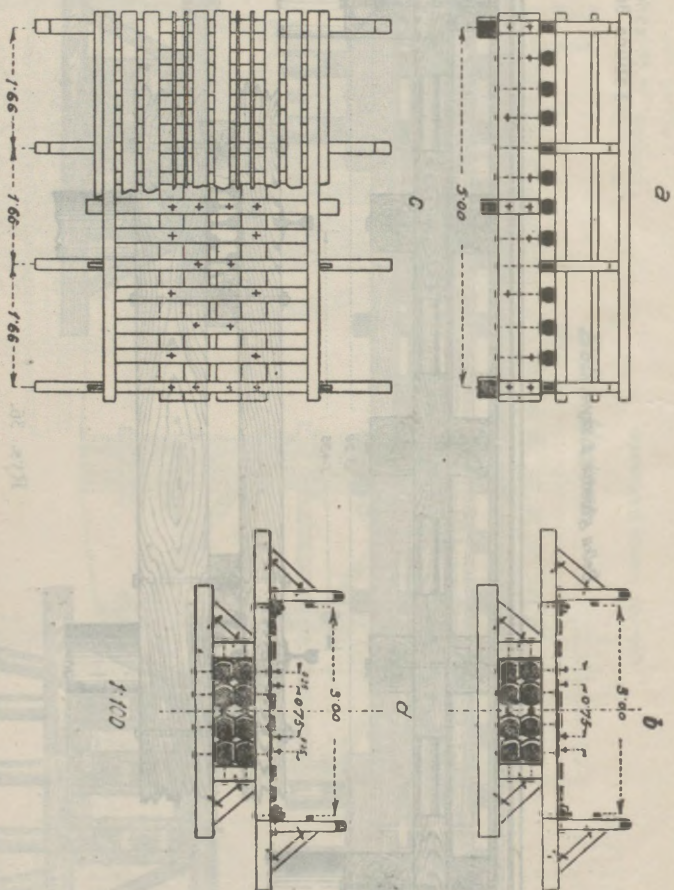
Tablica 36.

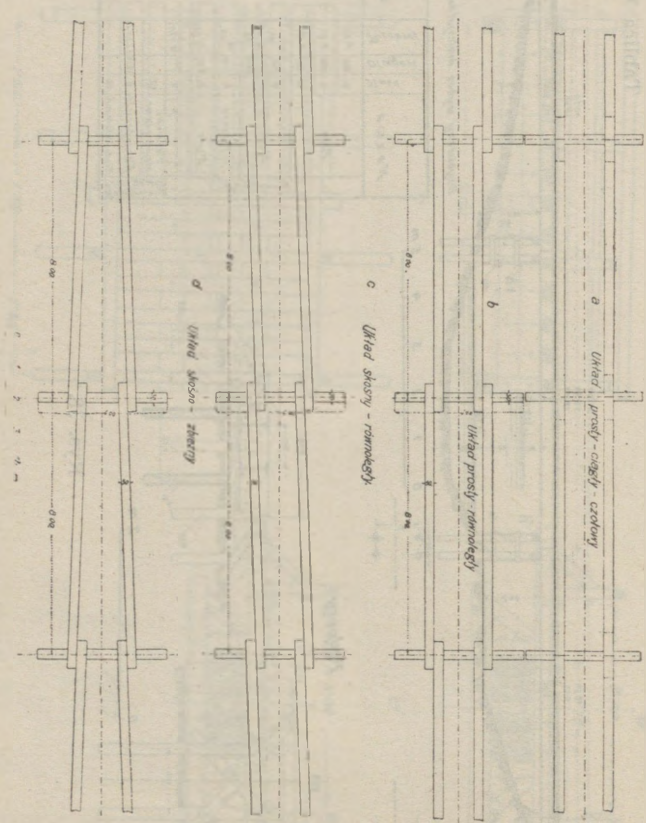
Belka główna z szyn



Rys. 36.

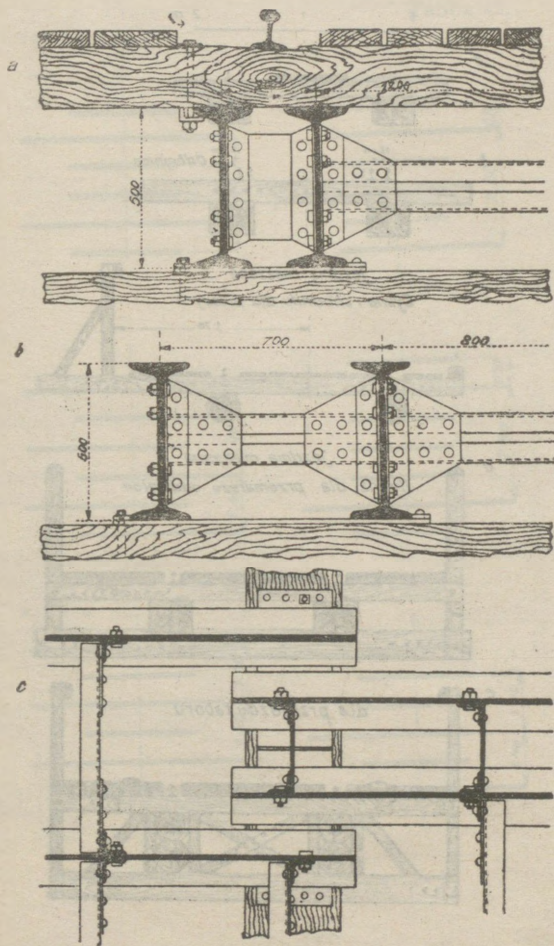
Таблица 37.



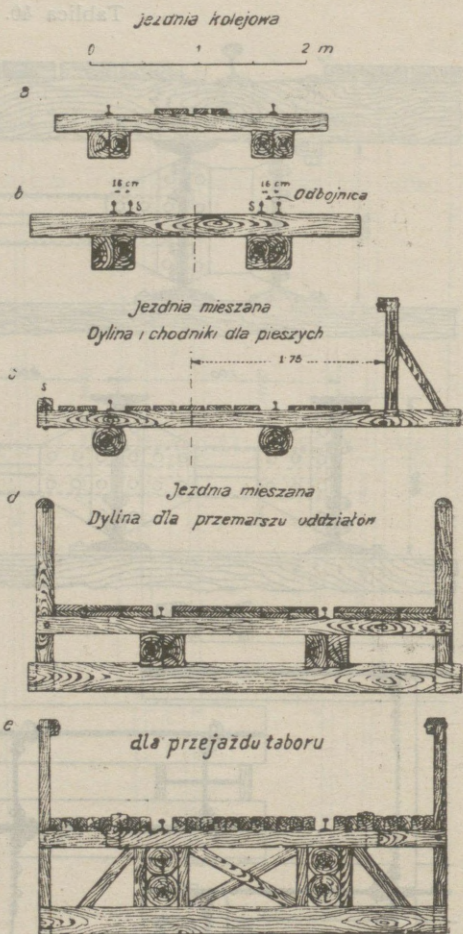


Rys. 39.

Tablica 40.

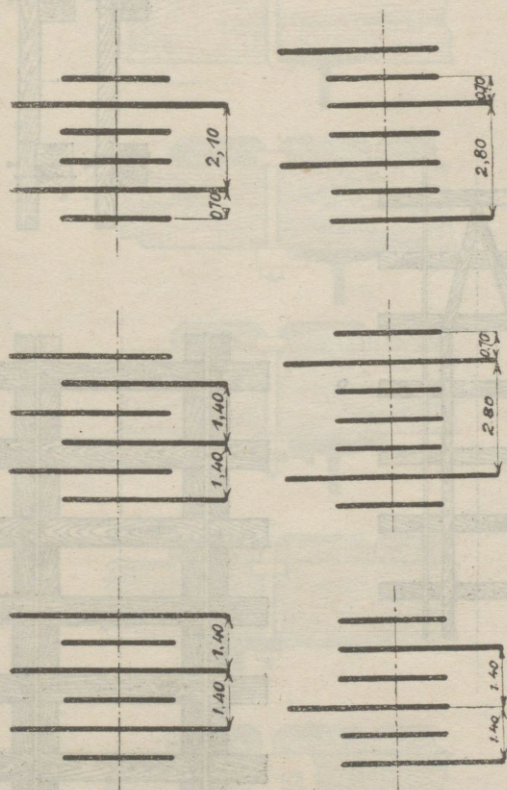


Rys. 40.



Rys. 41.

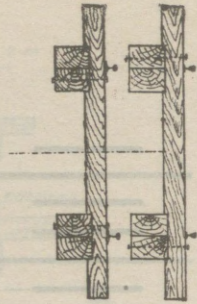
Tablia 42.



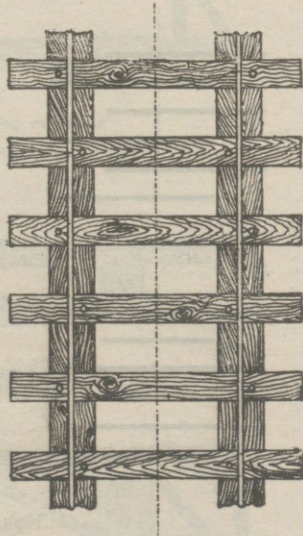
Rys 42.

Tablica 43.

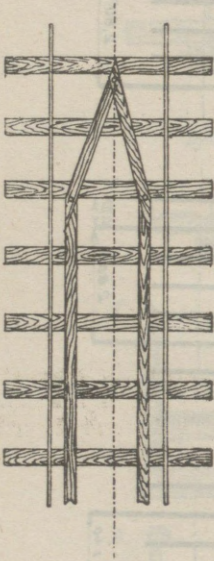
2



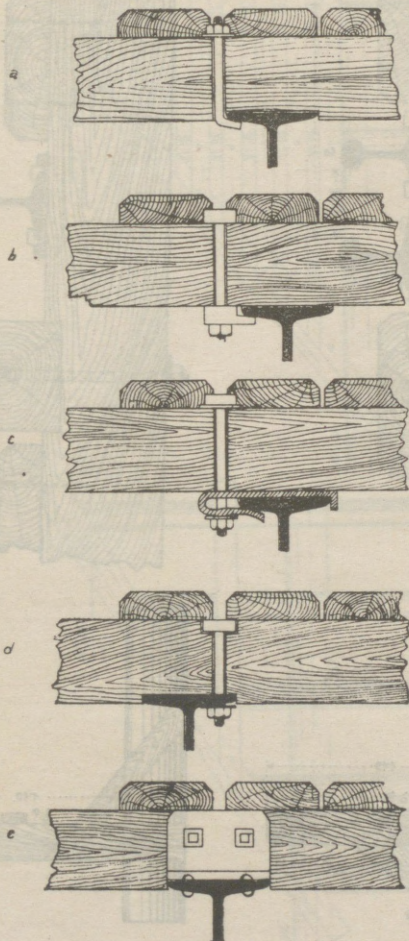
3



6



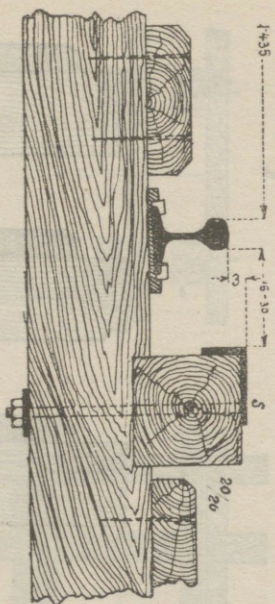
Rys. 43.



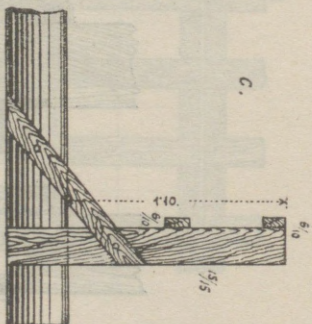
Rys. 44.

Tablica 45.

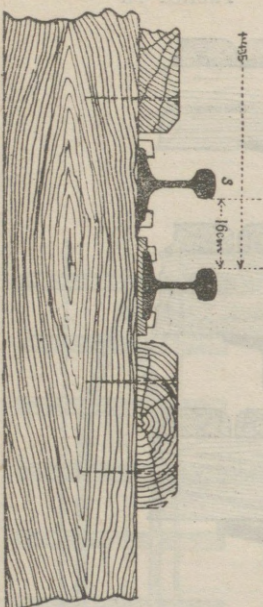
2.



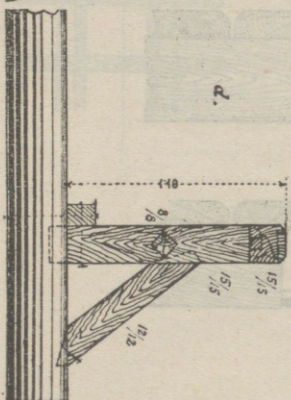
C.



3.

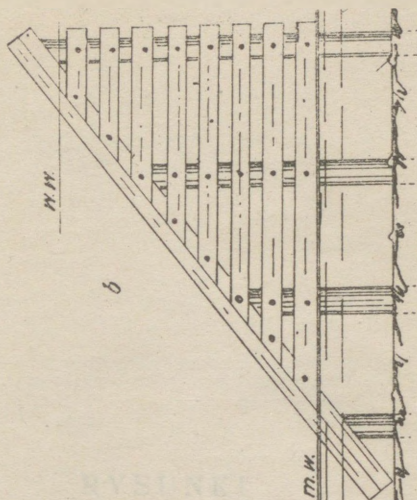
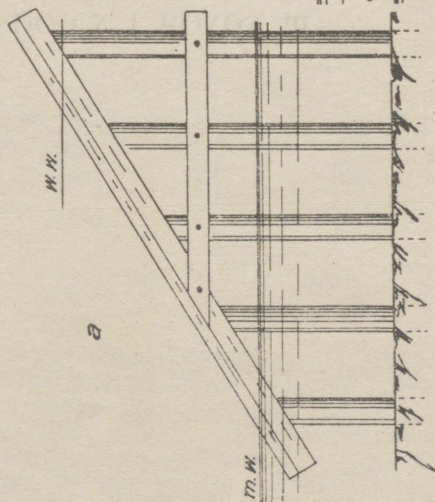


d.

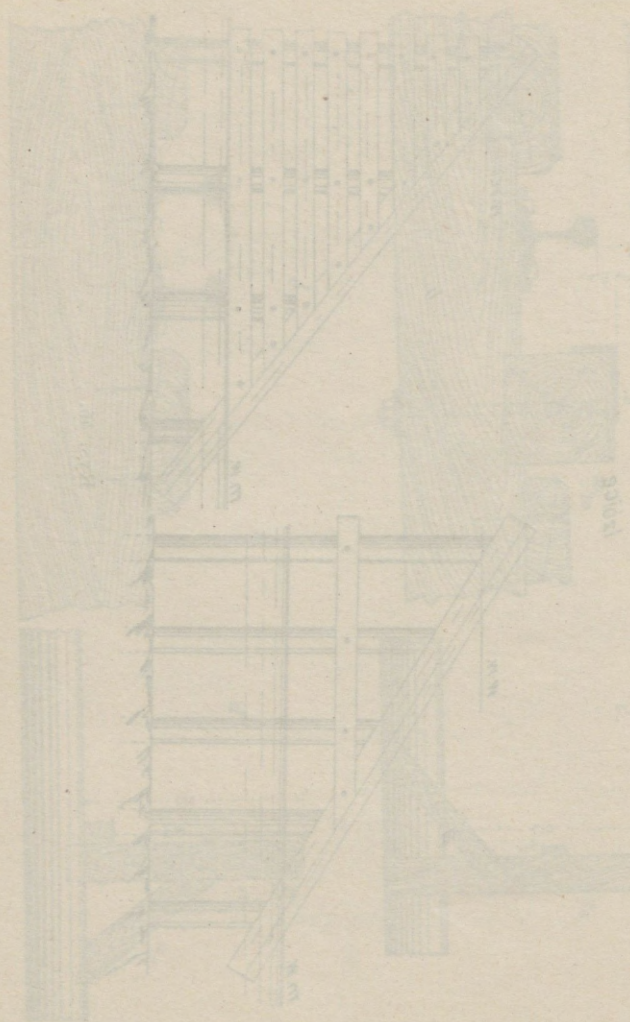


Tablica 46.

izbice



Rys. 46.



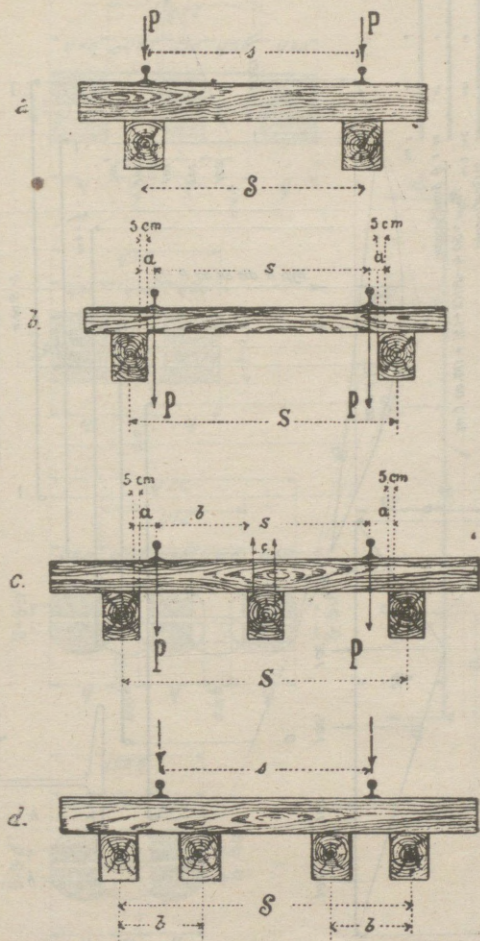
Architectural drawing

Staircase

RYSUNKI
DO CZ. I. ROZDZ. III.

RYŚCIE
DO CZ. I ROZDZ. III

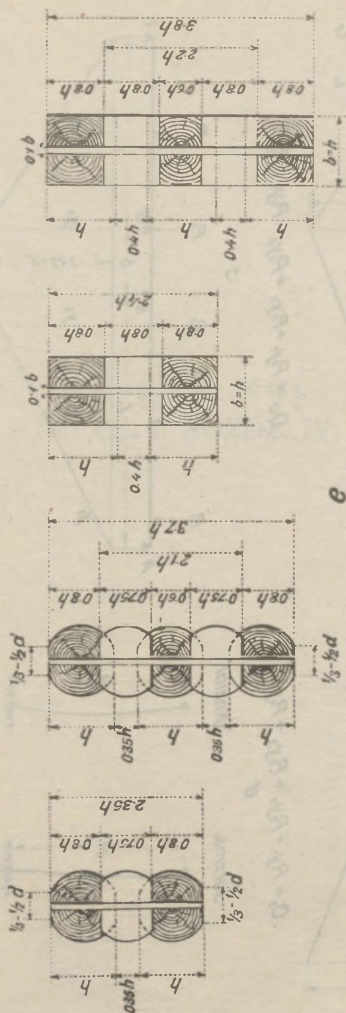
Tablica 47



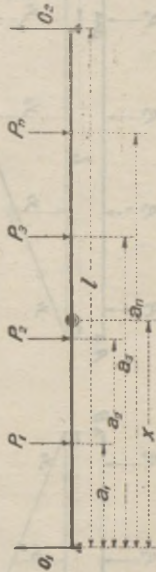
Rys' 47.

Tablica 49.

c

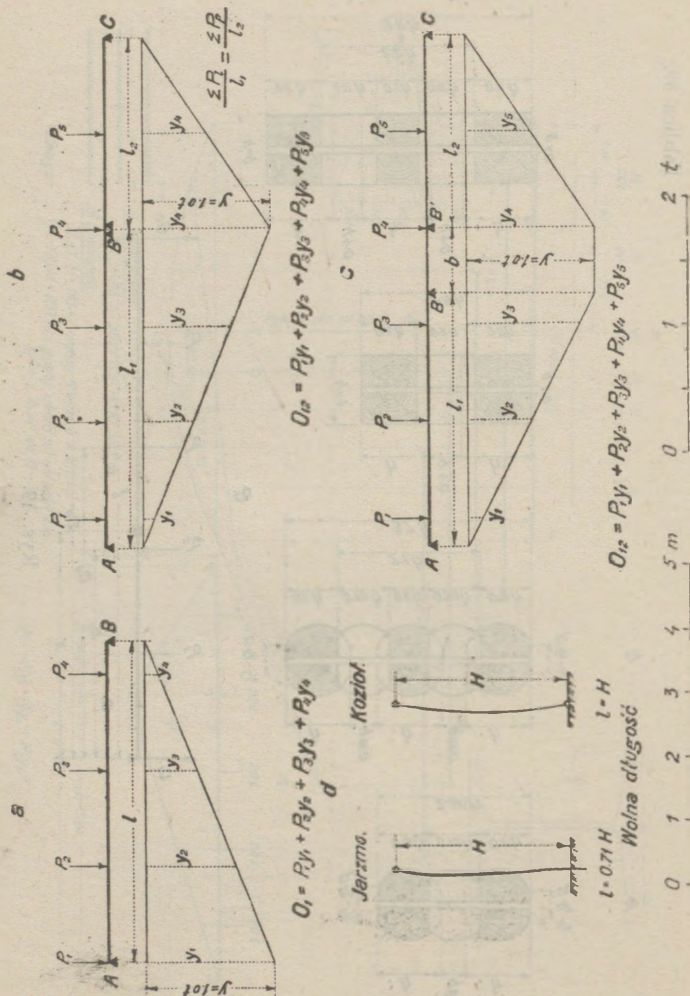


e



Rys. 49.

Tablica 50.

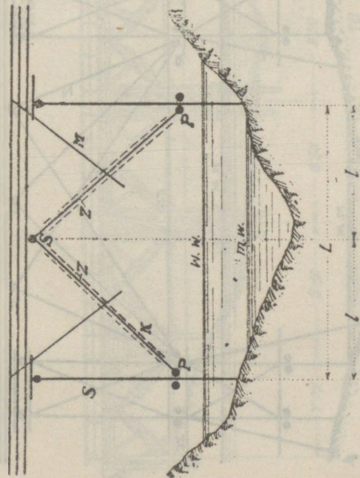


RYSUNKI
DO CZ. I. ROZDZ. IV. i V.

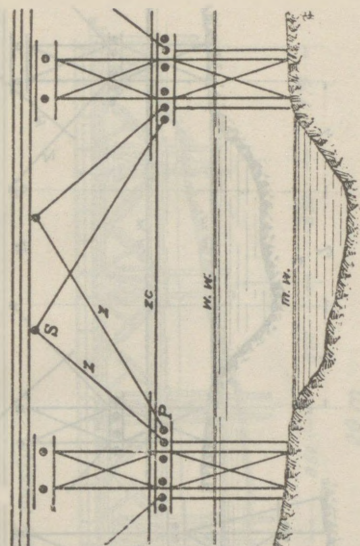
Tablica 51.

Rozpornica trojkątna pojedyncza

Rozpornica trojkątna podwójna



Rys. 1.

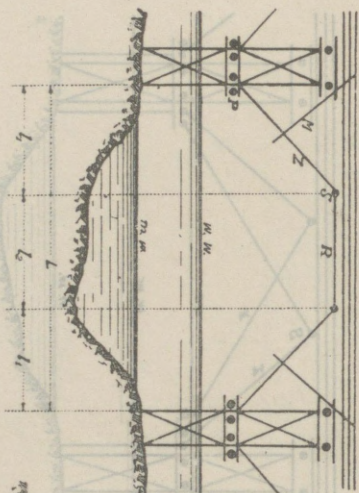


Rys. 2.

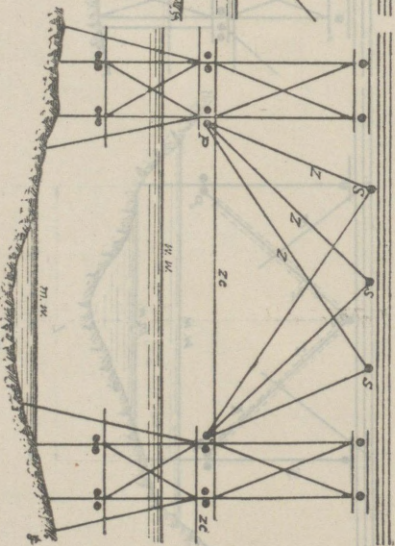
Tablica 52.

Razporedica Tjelovna-Inaperovna

Razporedica brojčana potrošnja



Rys. 3.

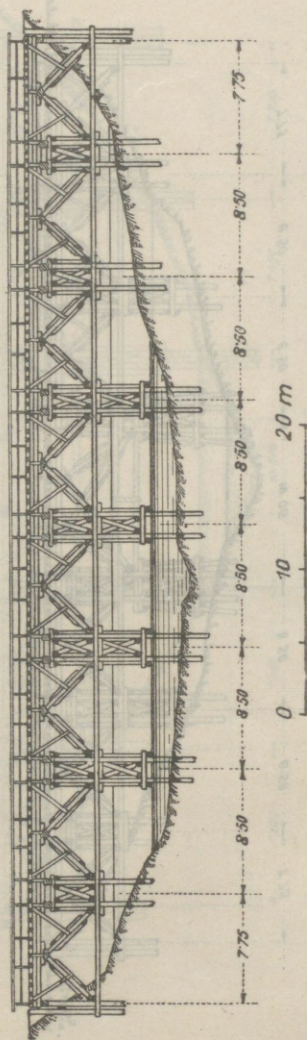


Rys. 4.

Tablica 53.

Pręsa o rozporze trójkątnej pojedynczej.

Widok mostu.

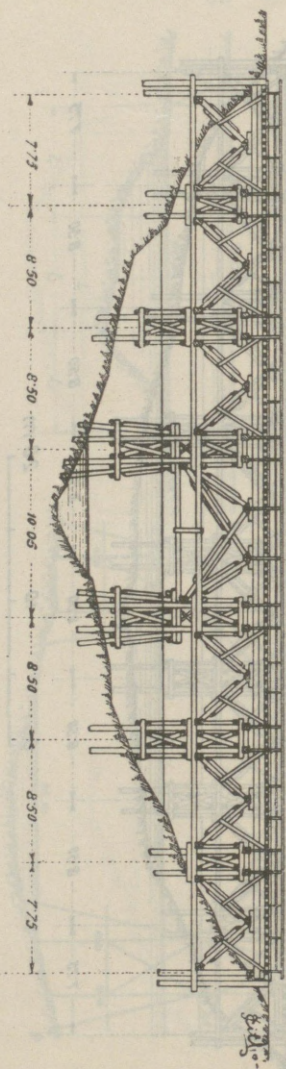


Rys. 5a.

Tablica 54.

Prześto siódkowe o rozporze trójkątnej podwójnej.

Widok mostu.



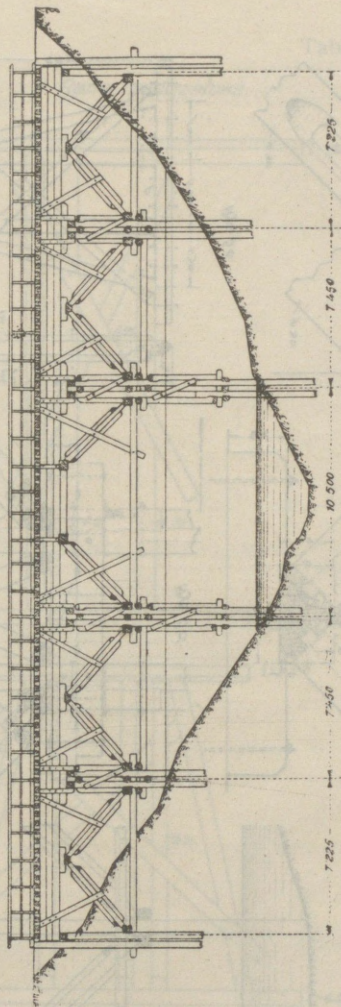
Rys. 6.

Tablica 55a.

Przęsła środkowe o rozporze trapezowej.

Widok mostu

b.

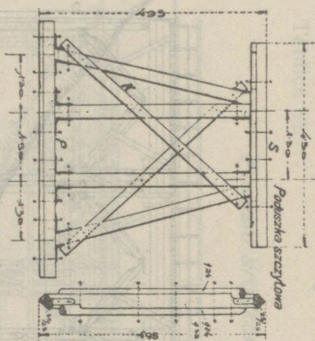


Rys. 7.

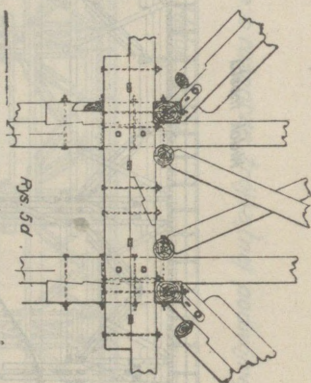
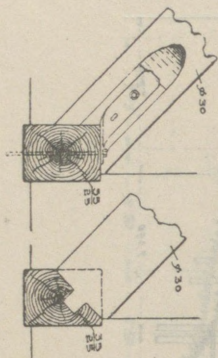
Tablica 55b.

Айс. 5 б.

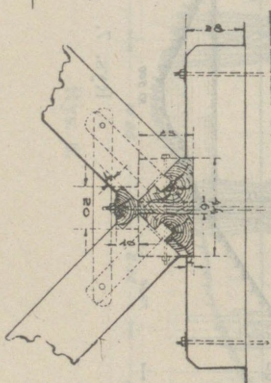
Роман застрахованъ.



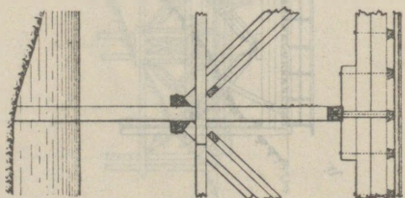
Ms. 50.



Rys. 5d



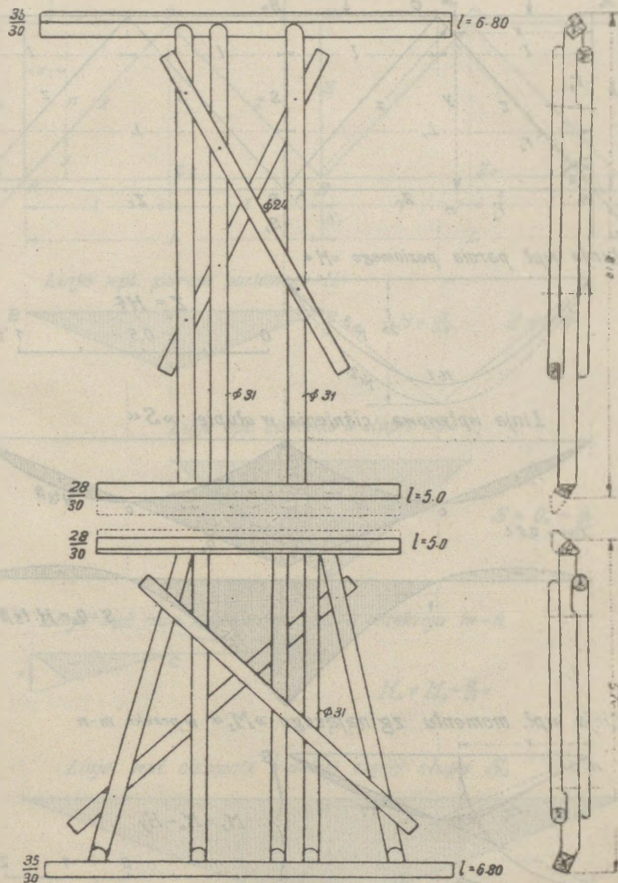
Ag. 51



Rys. 5b—5f.

Tablica 55c.

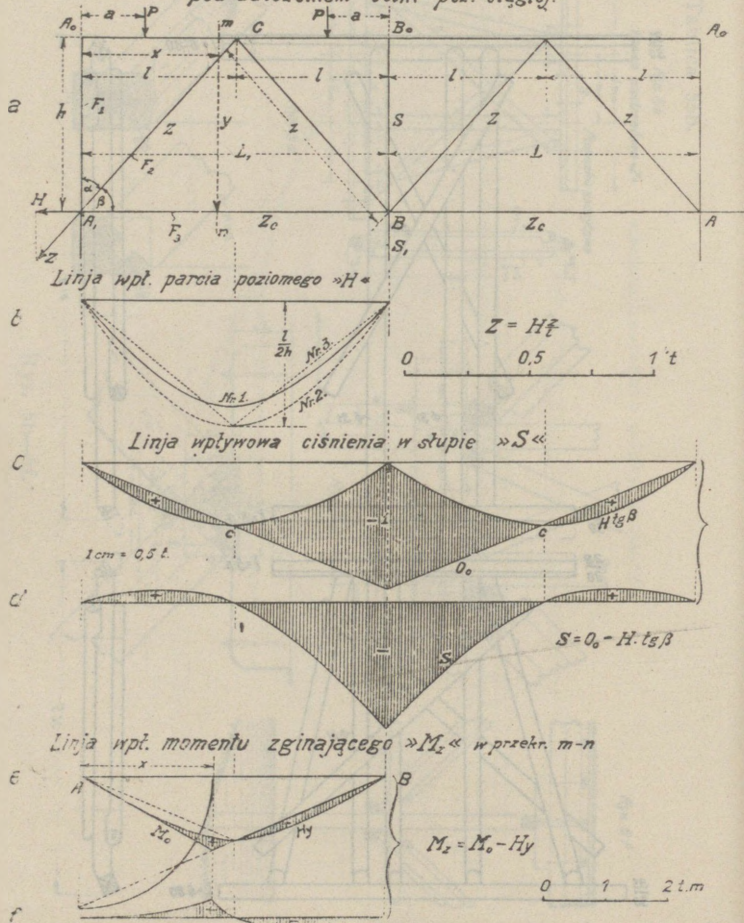
Ramy zastrzałowe.



Rys 5g.

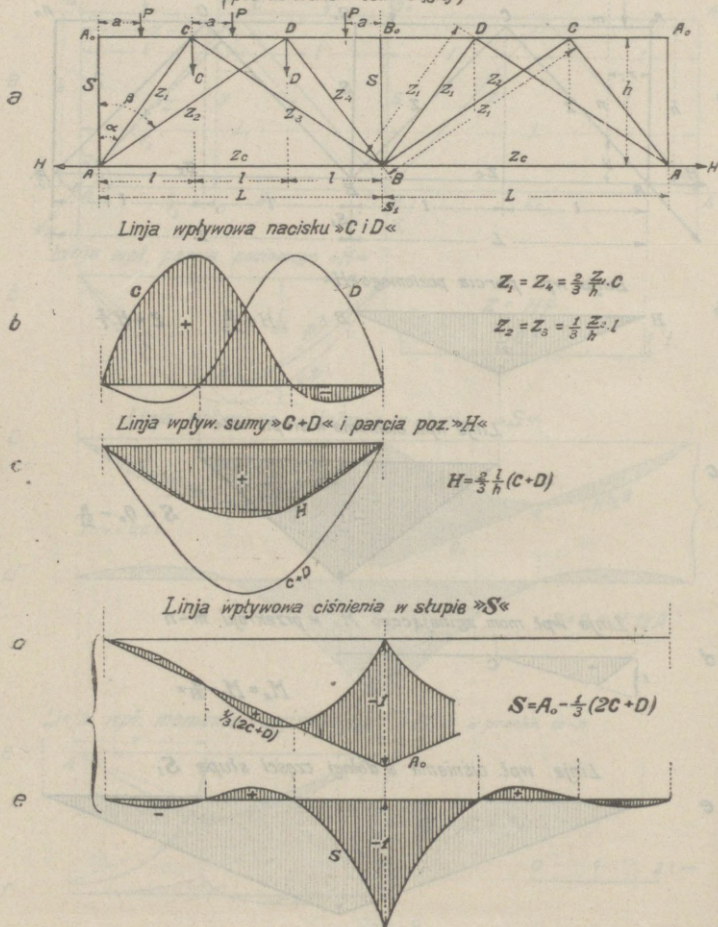
Tablica 56.

Obliczenie rozpornicy trójkątnej pojedynczej
pod założeniem belki poz. ciągłej.



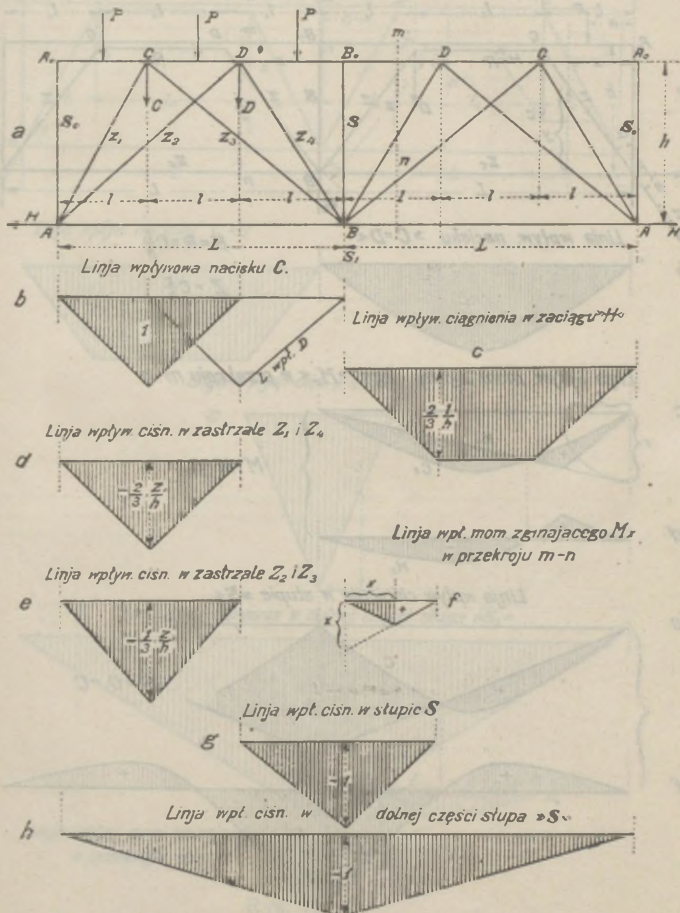
Rys. 8.

*Obliczenie rozpornicy trójkątnej podwójnej
(pod założeniem belki ciągłej)*



Rys. 10.

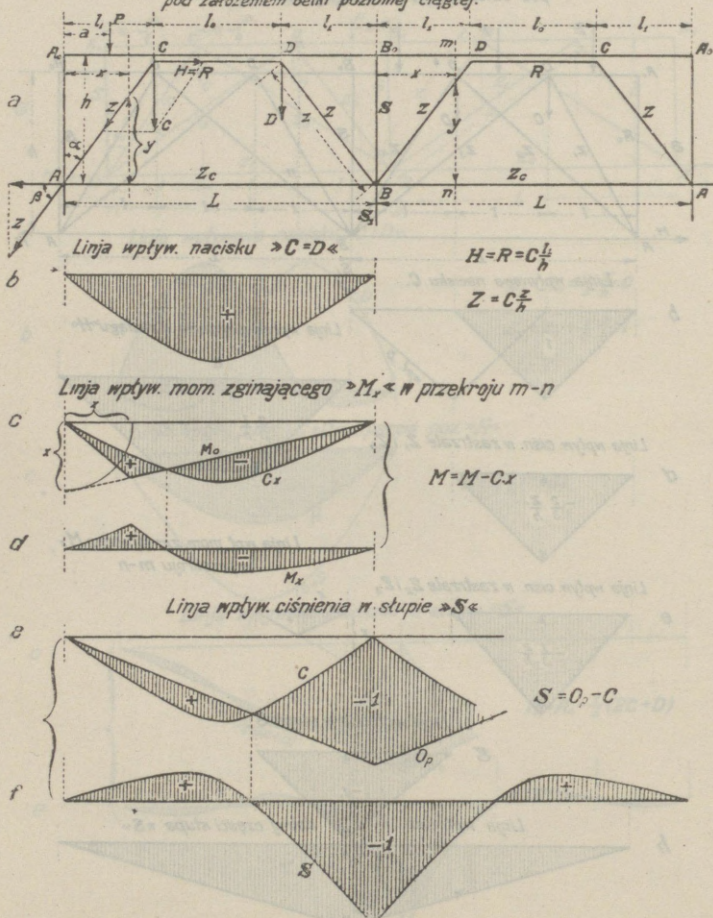
Obliczenie rozpornicy trójkątnej podwójnej
pod założeniem belki poziomej rozciąglej C, D .



Rys. 11.

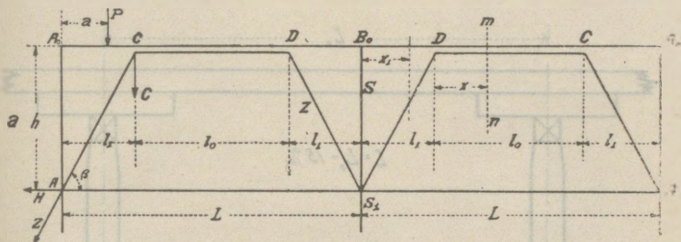
Obliczenie rozpornicy ryglowej

pod założeniem belki poziomej ciągłej.



Rys. 12.

Obliczenia mostu ryglowego
pod założeniem belki poziomej rozciętej w C i D



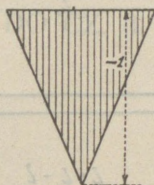
Linia wpływ. nacisku C=D

b



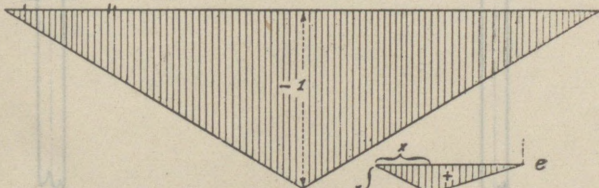
Linia wpływ. ciśn. w stępie »S«

c

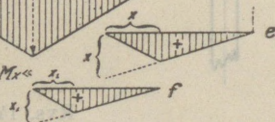


Linia wpływ. ciśnienia w dolnej części słupa »S₁«

d

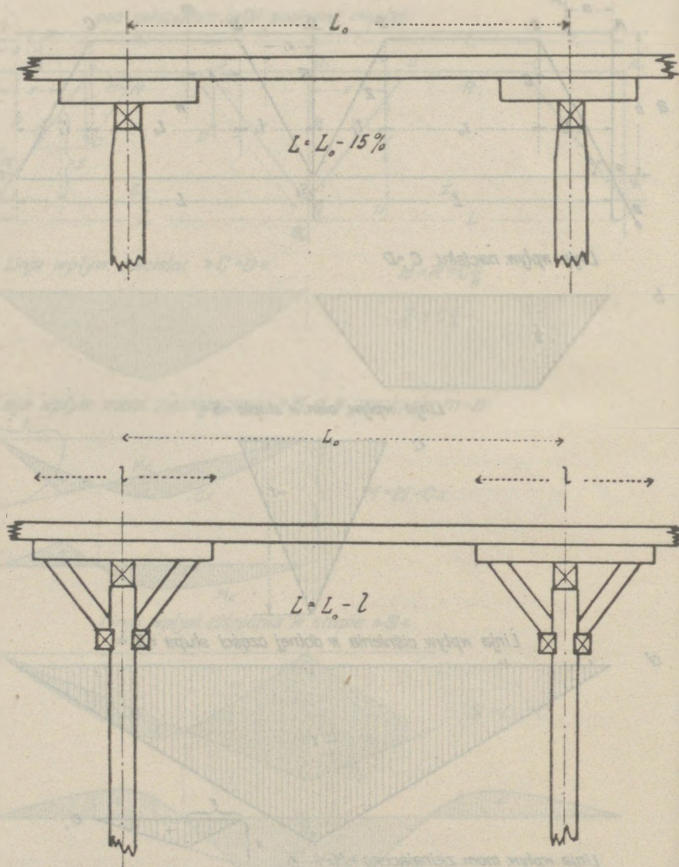


Linia wpływ. mom. zginającego »M_x«
w przekroju m-n



Rys. 13.

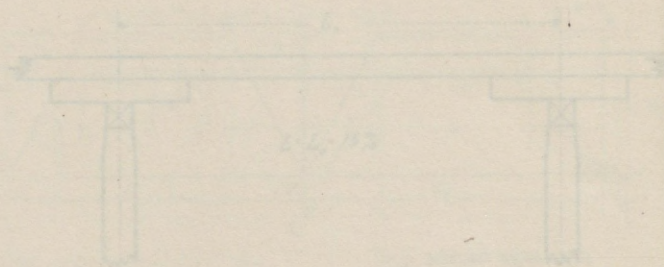
Tablica 62.



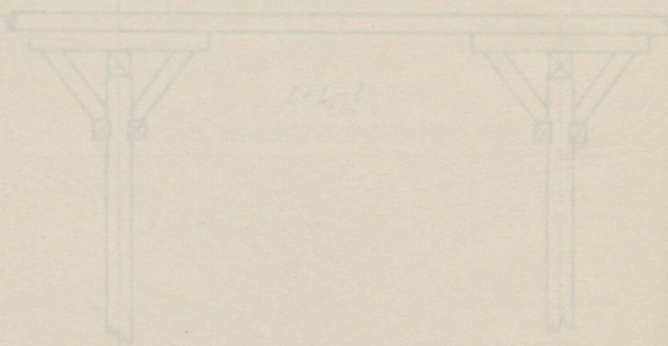
Rys. 14.

RYSUNKI
DO CZ. II.

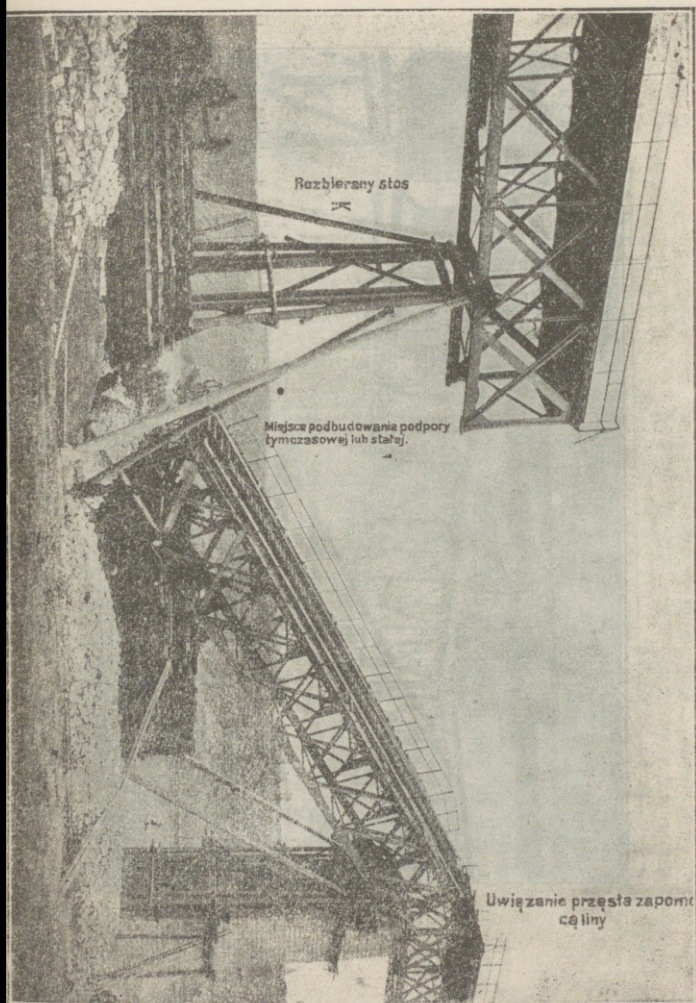
Tablica 62.



RYZUNKI
DO CZ. II

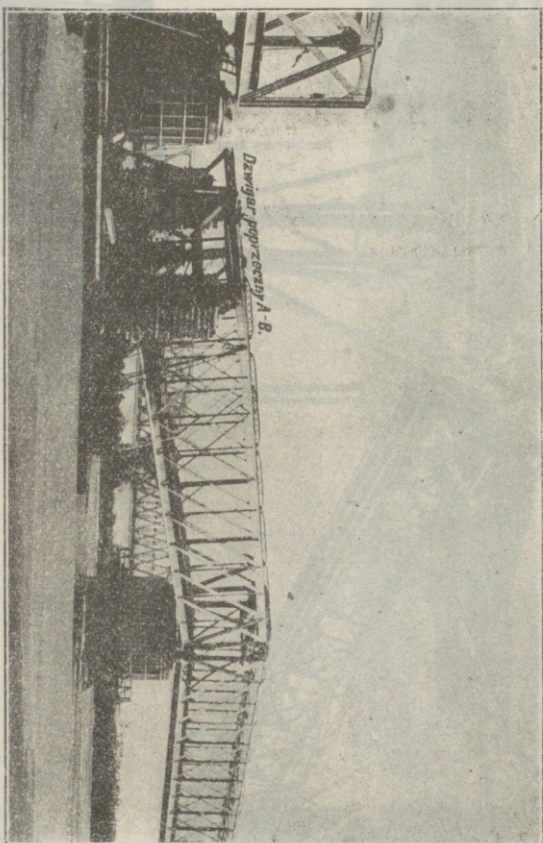


Rys. 11.



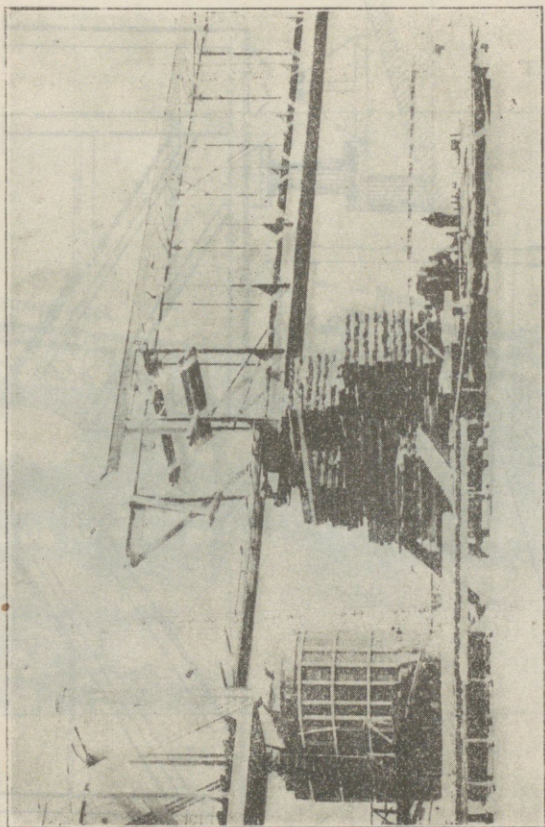
Rys. 1.

Tablica 2.



Rys. 2.

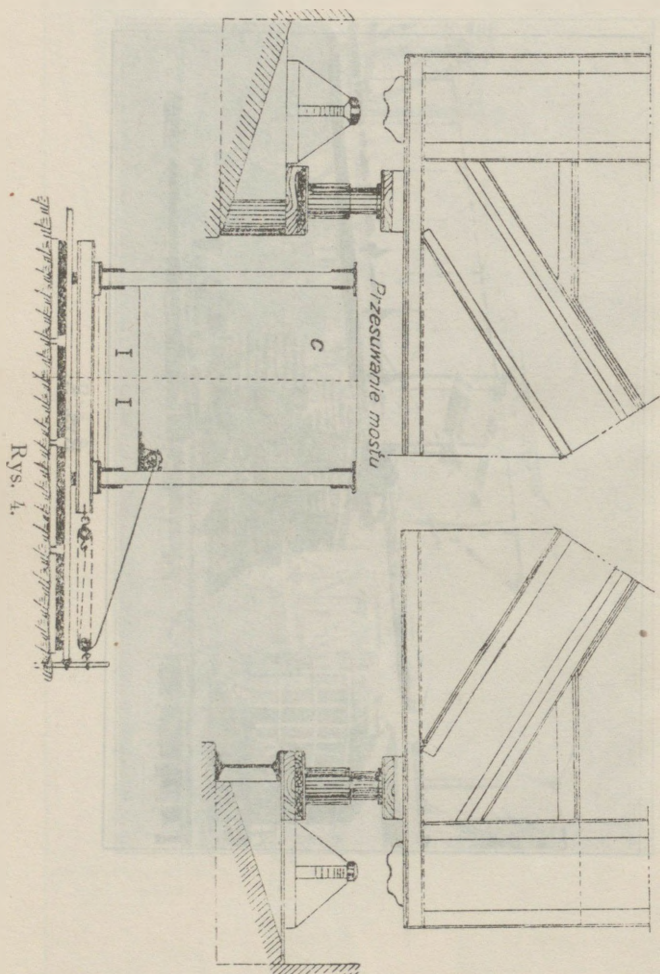
Tablica 3.



Rys. 3.

Tablica 4.

Usadzanie belek

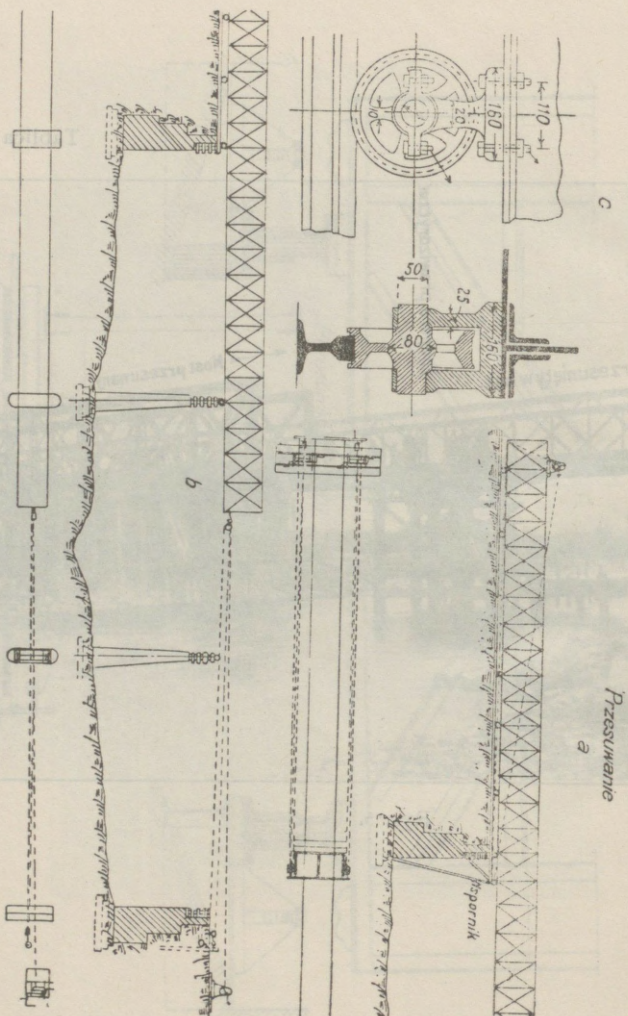


Tablica 5.



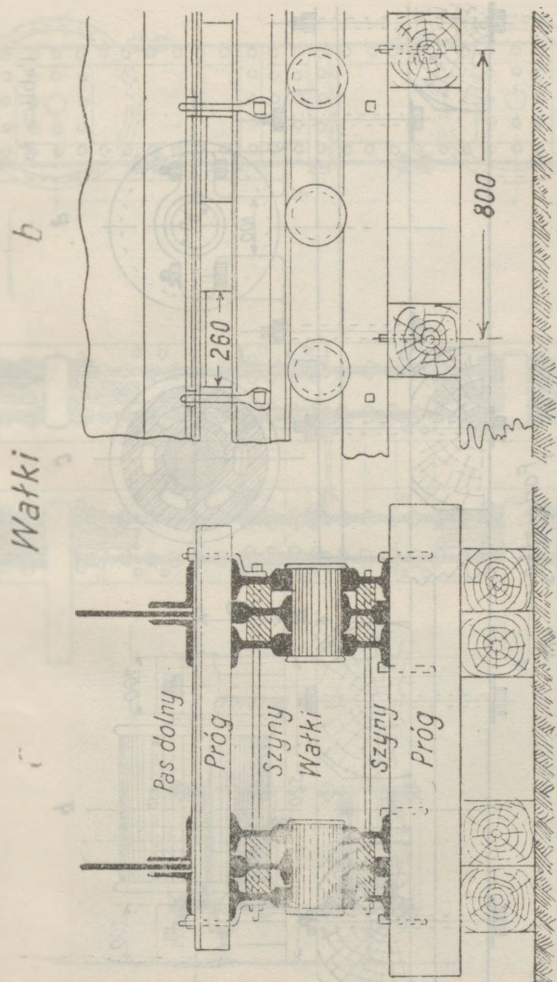
Rys. 5.

Tablica 6.

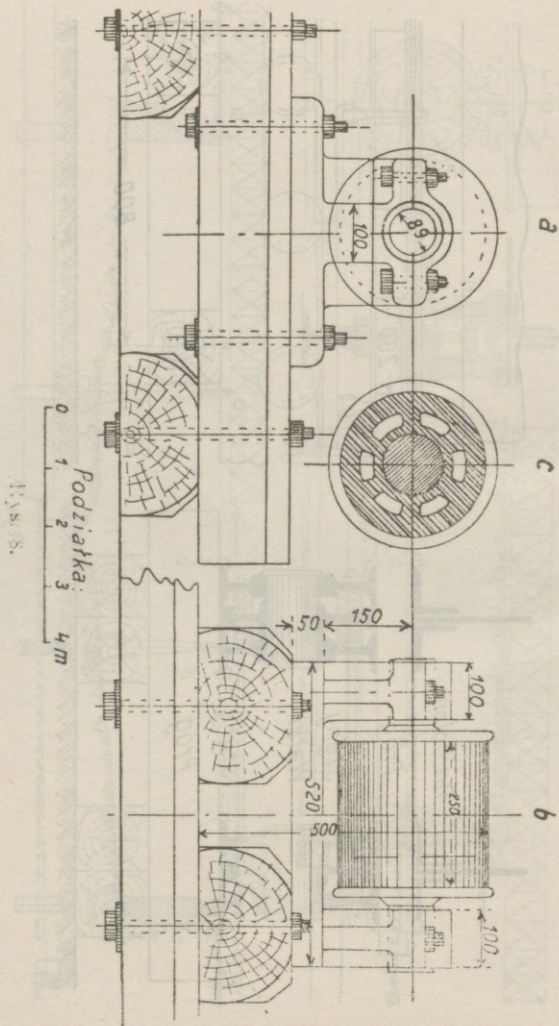


Kys. 6.

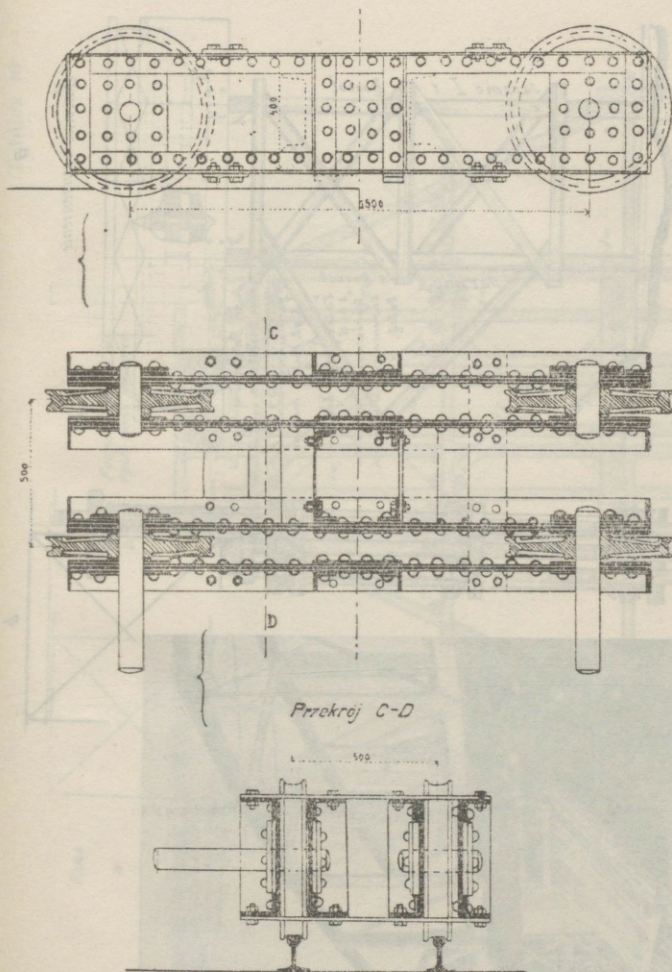
Tablica 7.



Tablica 8a.



Tablica 8b.

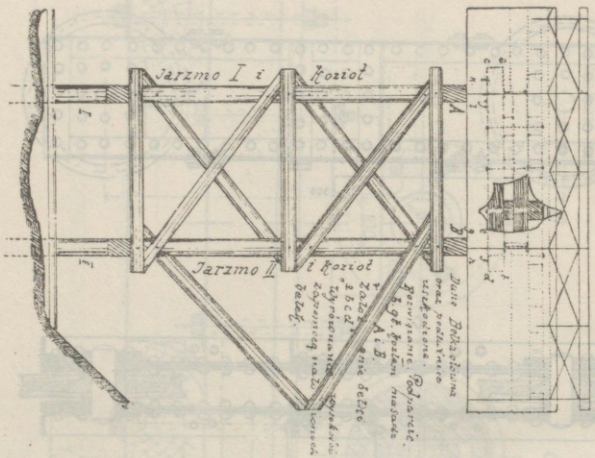


Rys. 9.

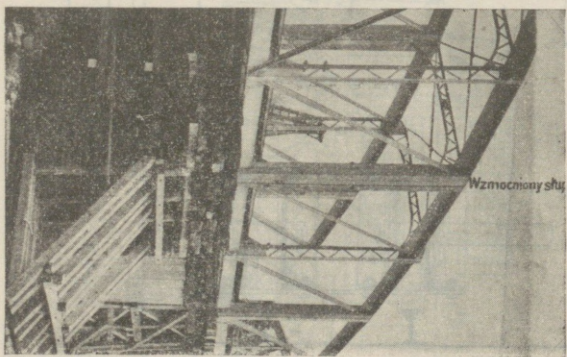
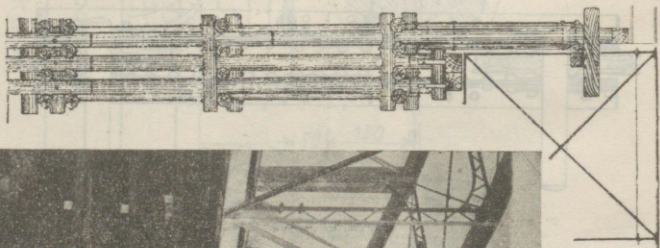
Tablica 9.

2

Двѣнадцатое

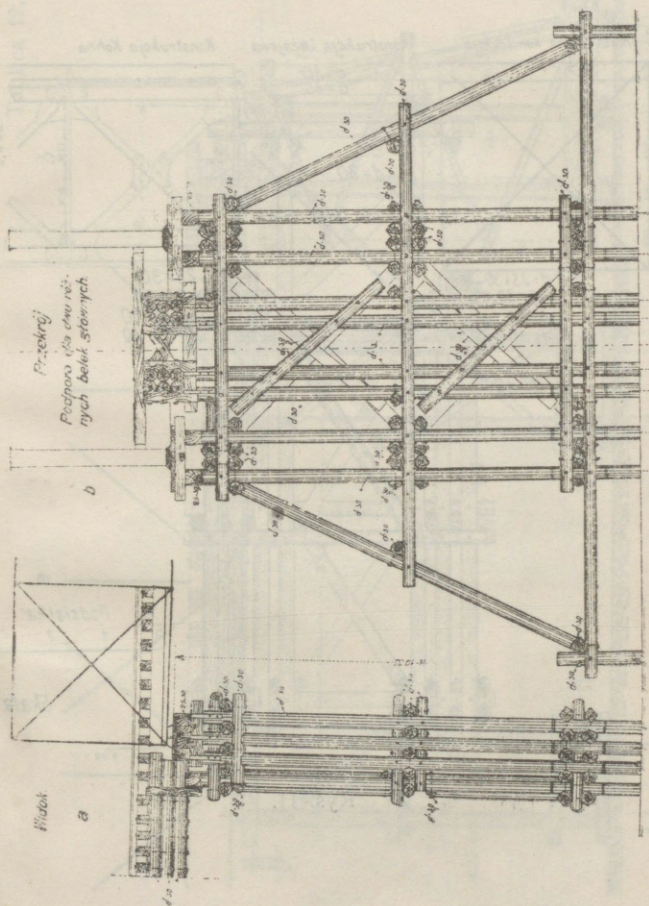


6



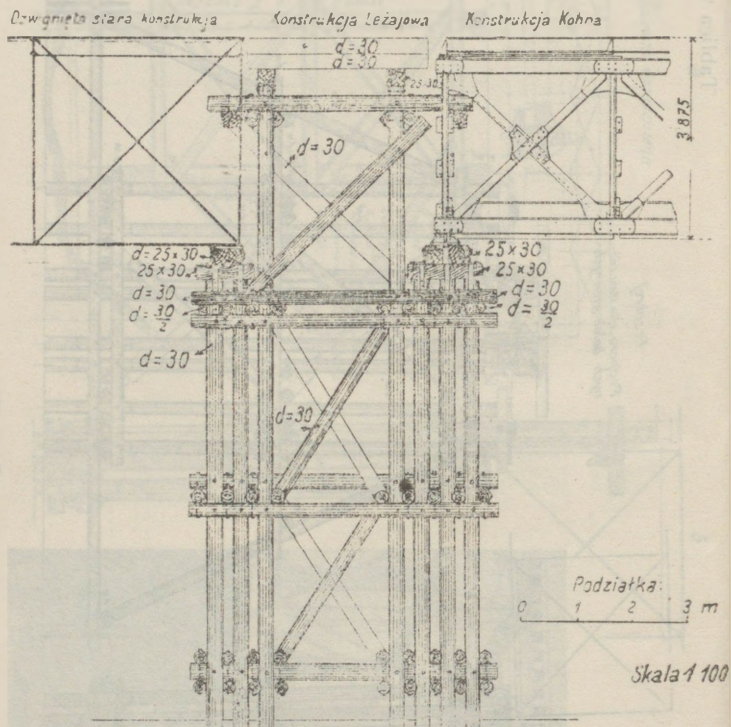
Rys. 9.

Tablica 10.



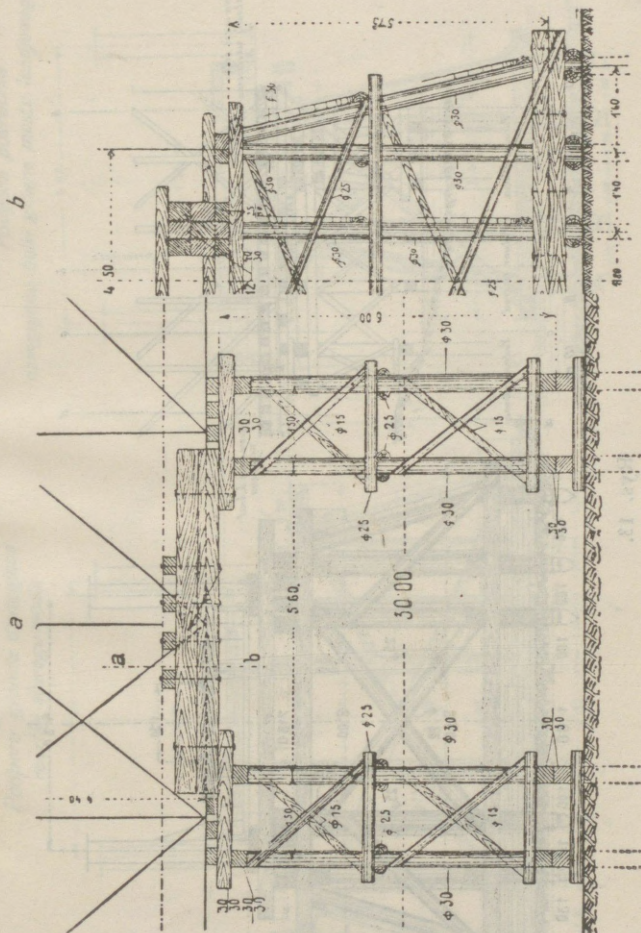
Rys. 10.

Tablica 11.

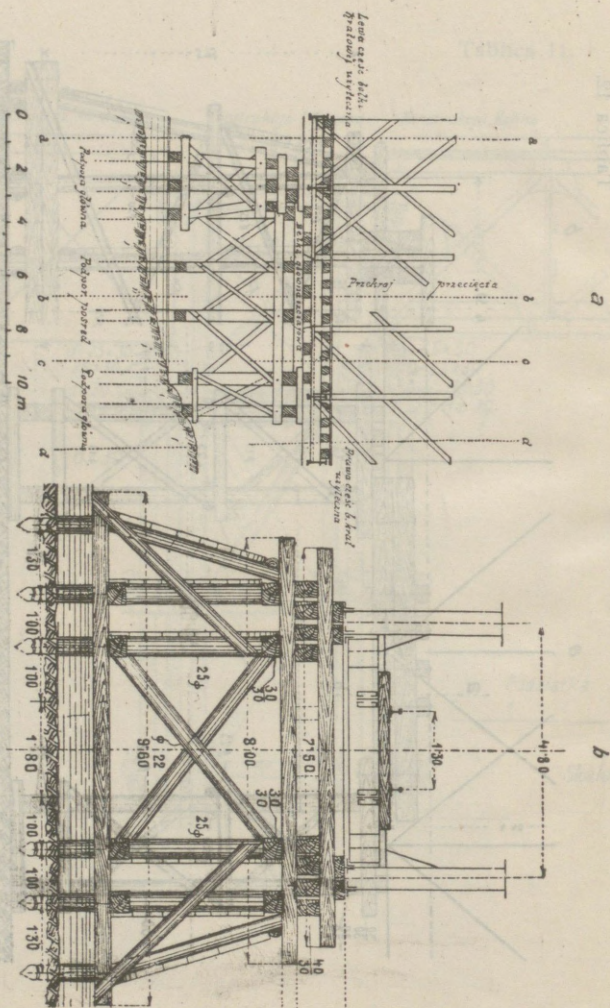


Rys. 11.

Tablica 12.

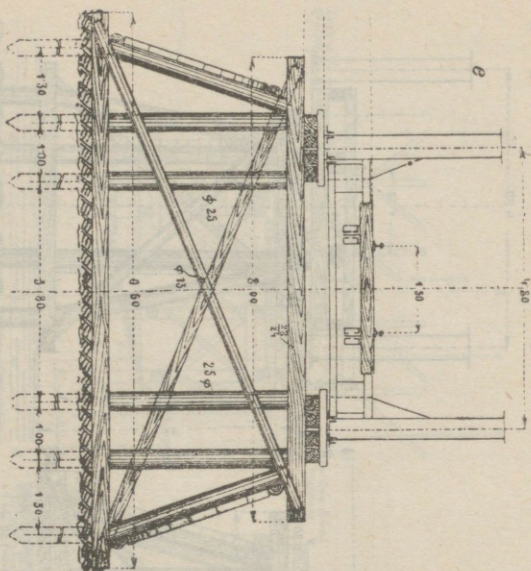


Tablica 13a.



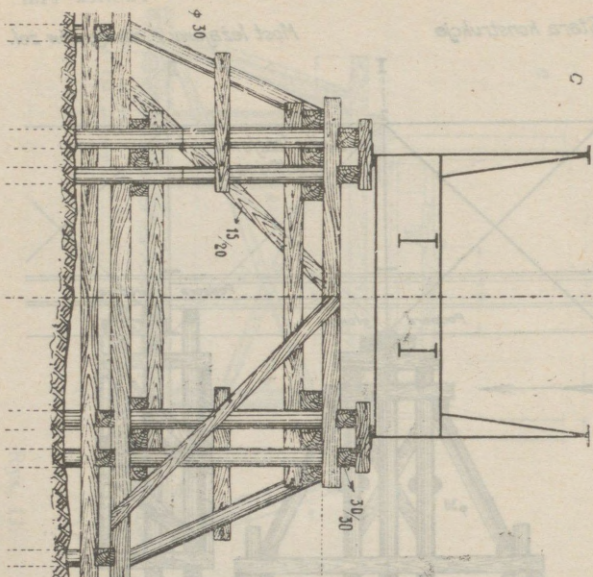
Rys. 13.

Tablica 13c.

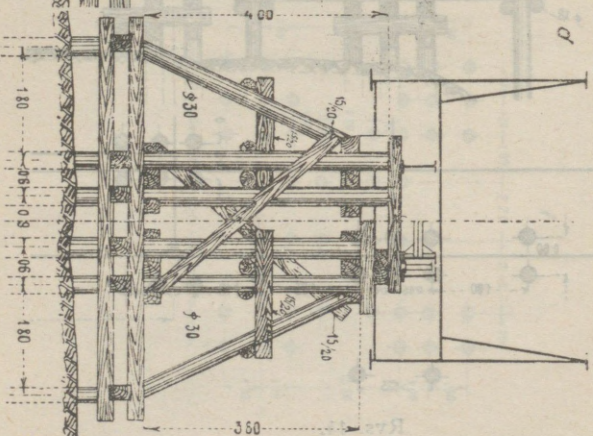


Rys. 13.

Podpora główna
Przekrój poprzeczny I-I

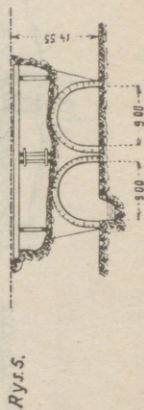
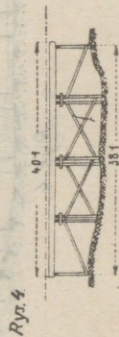
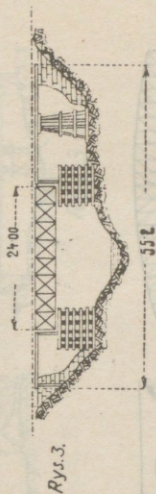
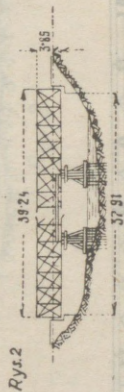
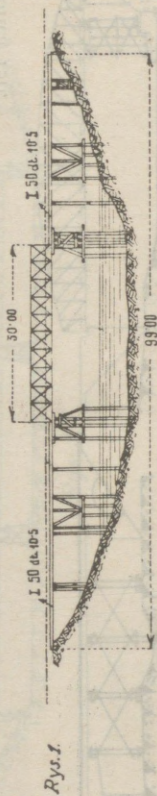


Podpora pośrednia
Przekrój poprzeczny III

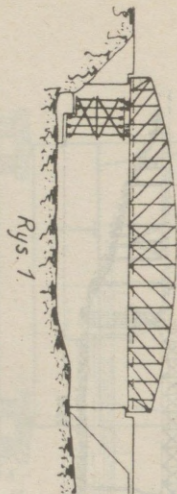


Rys. 14.

Schematyczne przedstawienie odbudowanych mostów.



Tablica 15b.



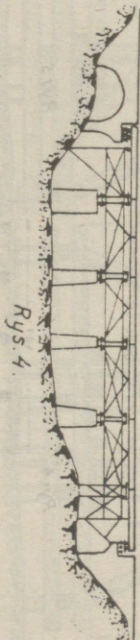
Rys. 1



Rys. 3

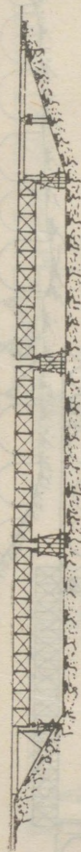


Rys. 2

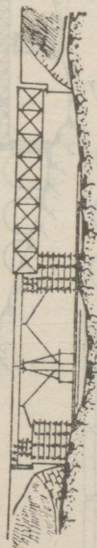


Rys. 4

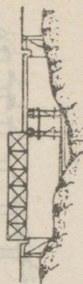
Tablica 15c.



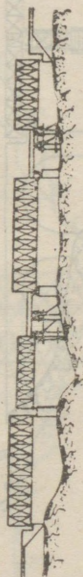
Rys. 1.



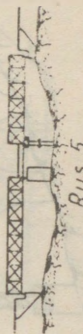
Rys. 2.



Rys. 3.

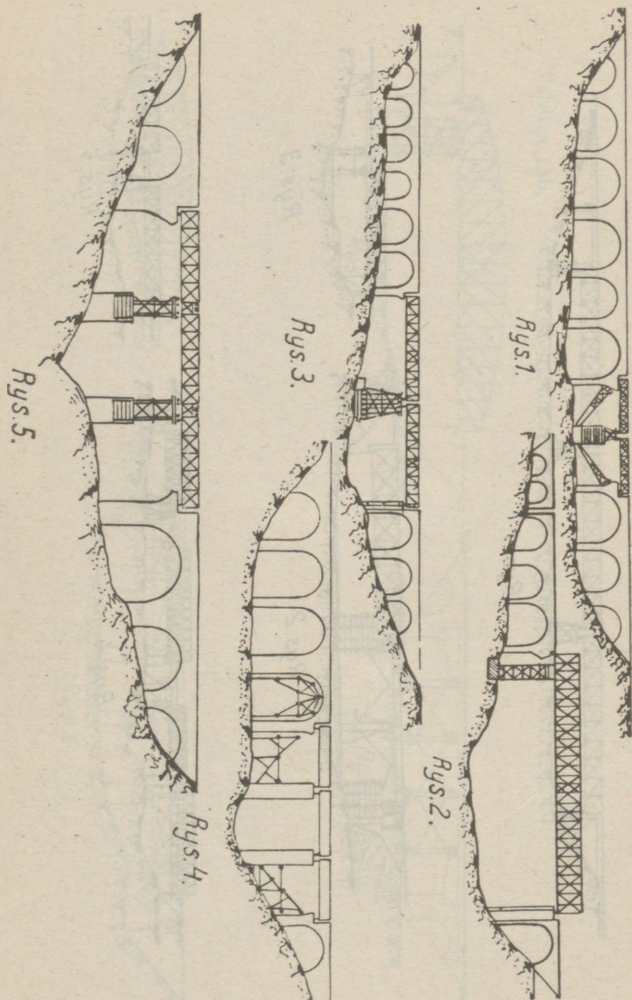


Rys. 4.

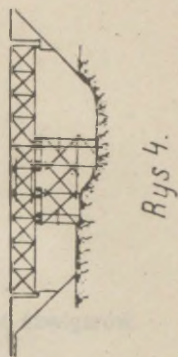
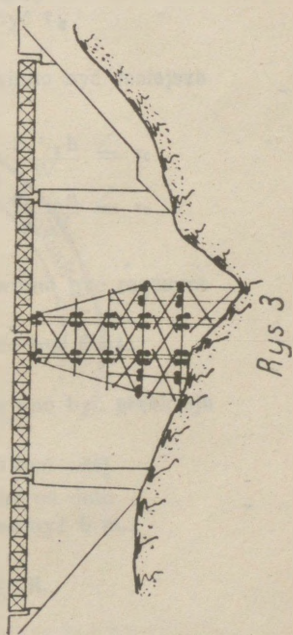
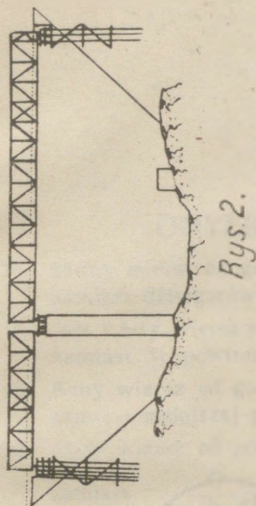


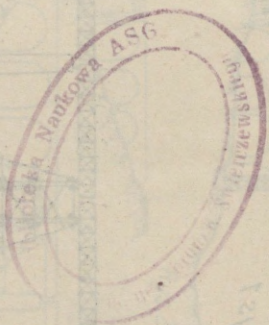
Rys. 5.

Tablica 15c.



Tablica 15d.





OMYŁKI DRUKU.

- Str. 36. 28-my wiersz od góry
zamiast **dźwigarów** powinno być **dźwigarów**
- Str. 57. 3-ci i 5-ty wiersz od góry
zamiast $\tau\tau$ powinno być τ_g
- Str. 62. 8-my wiersz od góry
zamiast **mniejszej** powinno być **mniejsze**
- Str. 65. 14-ty wiersz od góry
zamiast $\frac{O}{\varphi. n. F} + \frac{S. \frac{1}{3} h}{W} \leq \tau_c$
powinno być $\frac{O}{\varphi. n. F} + \frac{S. \frac{1}{3} h}{n. W} \leq \tau_c$
- Str. 72. 3-ci wiersz od dołu
zamiast **odciętych** powinno być **rzędnych**
- Str. 79. 8-my wiersz od góry
zamiast **P—1...** powinno być **P=1...**
- Str. 89. 2-gi wiersz od dołu
zamiast **nrzekroju** powinno być **przekroju**
- Str. 89. wiersz 1 od dołu
zamiast **...pej** powinno być **...nej.**
- Str. 148. Tablica F. 5-ty wiersz od dołu
zamiast **4 m...** powinno być **5 m...**
- Str. 150. 1-szy wiersz od góry
zamiast τ powinno być **R.**

BIBLIOTEKA

ASG

NAUKOWA

1044