

INŻ. DR. A. PSZENICKI

---

K U R S  
BUDOWY MOSTÓW

# KURS BUDOWY MOSTÓW



Inż. Dr. ANDRZEJ PSZENICKI  
PROFESOR POLITECHNIKI WARSZAWSKIEJ

# KURS BUDOWY MOSTÓW

CZĘŚĆ OGÓLNA

PODPORY KAMIENNE  
I MOSTY DREWNIANE



WARSZAWA 1938  
NAKŁADEM AUTORA

---

SKŁAD GŁÓWNY: KOMISJA WYDAWNICZA TOW. BRATNIEJ POMOCY  
STUDENTÓW POLITECHNIKI WARSZAWSKIEJ WARSZAWA, POLNA 3

2.842



WYDZIAŁ INŻYNIERSTWA  
MISJONARSKIEGO



Nº 888



nr. 1026

~~c. 19420~~

## PRZEDMOWA

Wydając książkę niniejszą pod tytułem, „Kurs budowy mostów — część ogólna, podpory kamienne i mosty drewniane” mam na celu dać możność moim słuchaczom poznania zasad budowy mostów w zakresie wykładów moich na Wydziale Inżynierii Politechniki Warszawskiej. Nie traktowałem tego przedmiotu zbyt obszernie, gdyż nie miałem zamiaru pisać encyklopedii mostów, lecz chciałem dać gruntowne podstawy, nie wdając się zbytnio w szczegóły. Trzymam się zasady, że kurs powinien odpowiadać wykładom profesorskim, zatem nie powinien zajmować znacznie więcej materiału niż profesor jest w stanie wyłożyć w godzinach przeznaczonych mu w planie wykładów.

Kursa zbyt obszerne, pisane nieodpowiednio do ilości godzin wykładowych, powodują, że albo słuchacze wylapują z tych kursów pewne fragmenty, często nieistotne, albo, jeżeli chcą sumiennie przestudiować całość, to muszą poświęcić dużo czasu, przedłużać studia swoje po za normę wyznaczoną programem uczelni. Błędne jest mniemanie, że student wyższej uczelni powinien każdy przedmiot przestudiować gruntownie niemal ze znajomością całej literatury danego przedmiotu, gdyż i takie zdania niejednokrotnie słyszałem. Technika jest dziś na tak wysokim stopniu rozwoju, że o każdej jej gałęzi można pisać całe tomy, zresztą nietylko o poszczególnych gałęziach techniki, lecz nawet o poszczególnych zagadnieniach, tak np. A. V. Velflik w swym dziele „Stavitelstvi mostni” poświęcił mostom systemu Howe'a całych 218 stron druku in quarto.

Tak obszernie możnaby napisać i o innych systemach mostów. Czy jednak byłaby wielka korzyść z tego, śmiem bardzo wątpić. Olbrzymie dzieła często przestraszają czytelników swym ogromem, są też zarazem, za wyjątkami oczywiście, dla wielu zainteresowanych mało zachęcającymi do ich studiowania; wywierają czasem wrażenie, że autor ich puścił się na szerokie wody bez kompasu, bez z góry określonych kierunków. Mając na widoku wszystkie powyższe względy starałem się dać w niniejszej książce wszystko, co dotyczy mostów, o ile możliwości zwieźle i treściwie, a i tak materiału otrzymało się dość dużo.

Chociaż obecnie przy wysokim stopniu rozwoju statyki budowli i wytrzymałości materiałów w niektórych podręcznikach budowy mostów traktuje się tylko o konstrukcji mostów, o obliczeniu zaś części mostowych w ogóle się nie mówi, to jednak uważałem za pożyteczne, a nawet

konieczne, przy rozpatrywaniu poszczególnych układów mostów, jak również i przy rozpatrywaniu różnych części mostu jako całości podawać i sposoby ich obliczenia. Praktyka wieloletnia wskazała mi, że ten sposób prowadzenia wykładów daje znacznie lepsze rezultaty, niż sposób odsyłania słuchaczy do podręczników z innych odpowiednich dziedzin. Oczywiście nie zajmuję się w wielu przypadkach wyprowadzeniem wzorów, jeżeli one należą do innych działów techniki, lecz tylko przytaczam, wskazując sposób ich zastosowania.

W niniejszym tomie, zawierającym głównie budowę i konstrukcję mostów drewnianych, podaję dział ogólny z pojęciami wstępnymi dotyczącymi mostów, całkowitą klasyfikację mostów z ogólną ich charakterystyką, następnie podpory mostowe kamienne i drewniane, gdyż budowa wierzchnia mostów drewnianych może mieć podpory zarówno kamienne, jak i drewniane.

Mówiąc o obliczeniu elementów mostów, musiałem podać oczywiście i obciążenia, jakie należy uwzględniać przy obliczaniu mostów, ciężar własny mostów, obciążenia ruchome, parcie wiatru, hamowanie i t. d.

Przy rozpatrywaniu posadowienia fundamentów uważałem za niezbędne zatrzymać się nieco i na fundamentowaniu kamiennych podpór mostowych, gdyż sprawa fundamentowania w mostach nie zawsze odpowiadała i odpowiada należytym wymaganiom, jakie powinny być stawiane fundamentom podpór mostowych.

Fundamentowanie w rzekach ma inne wymagania niż fundamentowanie na lądzie lub w wodach stojących.

Omawiając konstrukcje drewniane, podaję również i połączenia pomiędzy różnymi elementami konstrukcji, chociaż o połączeniach tych jest mowa i w budownictwie ogólnym.

W myśl „*repetitio est mater studiorum*” uważam, że podanie połączeń stosowanych specjalnie w mostach lepiej utrwali w pamięci czytelnika, jakie z połączeń zalecanych w budownictwie nadają się właśnie do mostów.

Przykładów obliczeń ani poszczególnych części budowy wierzchniej, ani podpór drewnianych nie podaję, gdyż pod moją redakcją zostały wydane przykłady obliczeń mostów drewnianych i w obliczeniach tych pokazany jest sposób zastosowania metod obliczeń, podanych w niniejszym kursie mostów. Natomiast za stosowne uważałem podać przykłady obliczeń otworów mostów i przyczółków kamiennych, gdyż takie obliczenia nie zawsze są uwzględniane w innych działach przedmiotów, wykładanych na wydziałach inżynierskich.

Jak już powiedziałem wyżej, w niniejszym tomie starałem się ująć dane, dotyczące budowy mostów i specjalnie szczegółowo opracowałem mosty drewniane.

Mosty stalowe będą przedmiotem tomu drugiego. W skrócie w moim opracowaniu mosty stalowe ukazały się już w „Podręczniku Inżynierskim”.



W dziale ogólnym uważałem za stosowne umieścić tablice momentów gnących przy różnych układach pociągów teoretycznych i przy różnych długościach pociągów. Nadto podane są w tablicach największe momenty gnące belek wolno podpartych na dwóch podporach w jednej czwartej i w połowie rozpiętości tych belek przy różnych rozpiętościach, poczynając od 1 m do 150 m, ze wskazaniem, jaki układ pociągów teoretycznych należy stosować w każdym poszczególnym przypadku, by otrzymać najniekorzystniejsze obciążenia belki w danym przekroju.

Powyzsze wskazówki znakomicie ułatwiają obliczenie dźwigarów, gdyż pozwalają bez prób stosować w każdym poszczególnym przypadku określony schemat pociągu.

Na podstawie tablic tych obliczone zostały i podane również w tablicach obciążenia zastępcze, którymi można się posługiwać przy obliczaniu nie tylko ciężaru własnego dźwigarów według wzorów teoretycznych lub empirycznych, lecz również i przy obliczaniu sił w prętach dźwiga rów. Korzystanie z obciążeń zastępczych znacznie ułatwia i przyspiesza obliczenie. Rezultaty zaś obliczeń bardzo mało różnią się od wyników obliczeń, w których stosuje się ściśle układy pociągów teoretycznych.

Ponieważ obecnie przyjęto, że żelazo zlewne, otrzymywane systemem Simens-Martin'a, nazywa się stalą, (stąd powstaje nazwa „mosty stalowe”, zamiast dawnej „mosty żelazne”), przeto wszędzie słowo żelazo zastąpione jest słowem stal. Słowo żelazo stosuję, gdy chodzi albo o żelazo chemicznie czyste (ferrum), albo gdy jest mowa o tak zwanym żelazie zgrzewnym.

Podając rysunki konstrukcyjne połączeń nie zawsze omawiam i objaśniam te konstrukcje w całości, gdyż szczegółowe objaśnienia zbyt by zwiększyły objętość kursu. Objaśnienia podane są tylko ogólne i dotyczą poszczególnych części konstrukcji. W myśl zasady, że rysunek techniczny jest mową techników, uważam, że każdy z czytelników sam bez pomocy tekstu rysunek sobie należycie wyjaśni i objaśni.

Kończąc przedmowę, uważam za swój miły obowiązek złożyć podziękowanie moim współpracownikom przy katedrze budowy mostów, a mianowicie p. docentowi inż. Dr. Franciszkowi Szelaǳowskiemu za przejrzanie rękopisu p. adiunktowi inż. Witoldowi Pac-Pomarnackiemu i starszemu asystentowi inż. Leonowi Pszenickiemu za wykonanie przez nich korekty oraz starszemu asystentowi Dr. inż. Zbigniewowi Wasiutyńskiemu za współpracę przy wykonywaniu rysunków.

AUTOR





# SPIS RZECZY

## Rozdział I. Część ogólna.

	Str.
§ 1. Pojęcia wstępne . . . . .	1
§ 2. Części mostu . . . . .	4

## Rozdział II. Klasyfikacja mostów.

§ 3. Sposoby klasyfikacji mostów . . . . .	10
§ 4. Drzewo . . . . .	12
§ 5. Wybór materiału . . . . .	16
§ 6. Klasyfikacja mostów względem działania statycznego dźwigarów głównych na podpory mostowe . . . . .	17
§ 7. Mosty łukowe . . . . .	20
§ 8. Mosty wiszące . . . . .	22
§ 9. Klasyfikacja mostów w zależności od położenia części przejazdowej . . . . .	23
§ 10. Klasyfikacja mostów pod względem ustroju podpór oraz budowy wierzchniej . . . . .	24
§ 11. Klasyfikacja mostów ruchomych . . . . .	25
§ 12. Mosty podnoszone pionowo . . . . .	27
§ 13. Mosty obrotowe koło osi poziomej — mosty klapowe . . . . .	28

## Rozdział III. Materiały stosowane do budowy mostów.

§ 14. Drzewo . . . . .	31
§ 15. Wytrzymałość drzewa . . . . .	35
§ 16. Czynniki wpływające na wyznaczenie naprężeń dopuszczalnych . . . . .	36
§ 17. Dopuszczalne naprężenia dla drzewa . . . . .	39
§ 18. Własności kamieni stosowanych do budowy mostów . . . . .	42
§ 19. Zaprawy cementowe i licówki . . . . .	44
§ 20. Wykonanie murów kamiennych . . . . .	46
§ 21. Własności betonu do budowy podpór . . . . .	48
§ 22. Dopuszczalne naprężenia w murze . . . . .	50
§ 23. Ciężar materiałów używanych do budowy mostów . . . . .	51

## Rozdział IV. Siły zewnętrzne działające na ustroje mostowe.

§ 24. Ciężar własny mostu . . . . .	52
§ 25. Ciężar mostów kratowych drewnianych . . . . .	55
§ 26. Obciążenie ruchome mostów drogowych . . . . .	56
§ 27. Obciążenie ruchome mostów kolejowych . . . . .	58

## Rozdział V. Tablice pomocnicze do obliczeń sił w częściach mostów.

§ 28. Norma A. schemat I . . . . .	62
„ „ „ II . . . . .	63

	Str.
§ 28. Norma A. schemat III . . . . .	65
"    "    "    IV . . . . .	66
"    "    "    V . . . . .	68
"    "    "    VI . . . . .	69
"    "    "    VII . . . . .	71
Norma B. schemat I . . . . .	72
"    "    "    II . . . . .	74
"    "    "    III . . . . .	75
"    "    "    IV . . . . .	77
"    "    "    V . . . . .	78
"    "    "    VI . . . . .	80
"    "    "    VII . . . . .	81
Norma D. schemat I . . . . .	83
"    "    "    II . . . . .	84
"    "    "    III . . . . .	85
"    "    "    IV . . . . .	86
§ 29. Obciążenia zastępcze dla momentów gnących normy A . . . . .	87
"    "    sił poprzecznych normy A . . . . .	88
"    "    momentów gnących normy B . . . . .	89
"    "    sił poprzecznych normy B . . . . .	90
§ 30. Objaśnienia do tablic . . . . .	91
§ 31. Obciążenia zastępcze . . . . .	96
§ 32. Siły poziome działające na ustrój . . . . .	98
§ 33. Siła odśrodkowa . . . . .	99
§ 34. Siły powstające wskutek hamowania . . . . .	99
§ 35. Parcie wiatru . . . . .	100
§ 36. Parcie wiatru w mostach drogowych . . . . .	102

#### Rozdział VI. Szerokość i wysokość mostów kolejowych i drogowych.

§ 37. A. Szerokość mostów kolejowych . . . . .	103
B. Szerokość mostów drogowych i miejskich . . . . .	103

#### Rozdział VII. Wybór miejsca i obliczenia otworu mostów.

§ 38. Wybór miejsca do budowy mostu . . . . .	106
§ 39. Obliczenie wielkości otworu mostu . . . . .	111
§ 40. Obliczenie wielkości światła mostów dużych . . . . .	112
§ 41. Obliczenie wielkości otworów małych mostów . . . . .	117
§ 42. Przykłady obliczeń otworów mostów . . . . .	128
§ 43. Współczynniki szorstkości dna łożyska . . . . .	134

#### Rozdział VIII. Przyczółki.

§ 44. Przyczółki kamienne . . . . .	136
§ 45. Typ I przyczółków kamiennych . . . . .	141
§ 46. Typ II. Przyczółki zatopione w nasypie. . . . .	150
§ 47. Typ. II. Przyczółki rozdzielcze . . . . .	151
§ 48. Niektóre odmiany przyczółków typu I i II . . . . .	153
§ 49. Kształty przyczółków w planie i ich architektoniczne opracowanie . . . . .	155
§ 50. Zakończenie i pokrycie skrzydeł przyczółków . . . . .	162
§ 51. Obliczenie przyczółków . . . . .	164

	Str.
§ 52. Wyznaczenie wymiarów przyczółków . . . . .	166
§ 53. Obliczenie posady palowej . . . . .	171
§ 54. Obliczenie przyczółków mostów rozporowych . . . . .	175
§ 55. Przykład obliczenia przyczółka kamiennego . . . . .	177

### Rozdział IX. Filary.

§ 56. Podział ogólnej długości mostu na przęsła . . . . .	185
§ 57. Kształt filarów rzecznych w planie . . . . .	189
§ 58. Wymiary filarów . . . . .	190
§ 59. Izbice . . . . .	198

### Rozdział X. Podpory drewniane.

§ 60. Przyczółki palowe . . . . .	203
§ 61. Przyczółki kaszycowe . . . . .	211
§ 62. Filary drewniane . . . . .	213
§ 63. Typy filarów na palach . . . . .	216
§ 64. Połączenie zastrzałów z filarami . . . . .	219
§ 65. Sztukowanie pali . . . . .	224
§ 66. Filary na legarach . . . . .	225
§ 67. Filary kaszycowe . . . . .	227
§ 68. Podpory drewniane na cokołach kamiennych . . . . .	229
§ 69. Filary ramowe . . . . .	231
§ 70. Połączenie słupków z oczepem lub kleszczami w filarach ramowych . . . . .	232
§ 71. Obliczenie śrub łączących oddzielne ramy . . . . .	236
§ 72. Filary kratowe . . . . .	237
§ 73. Izbice drewniane . . . . .	239

### Rozdział XI. Ustrój pomostu mostów drewnianych. Jezdnia i chodniki.

§ 74. Ustrój jezdnia w mostach drogowych . . . . .	244
§ 75. Obliczenie nawierzchni w mostach drogowych . . . . .	249
§ 76. Ustrój nawierzchni mostów kolejowych . . . . .	254
§ 77. Obliczenie mostownic i dyli pod szynami . . . . .	257
§ 78. Chodniki . . . . .	260
§ 79. Poręcze . . . . .	261

### Rozdział XII. Mosty leżajowe.

§ 80. Mosty belkowe leżajowe . . . . .	264
§ 81. Dźwigary główne mostów belkowych . . . . .	266
§ 82. Belki wielokrotne . . . . .	268
§ 83. Belki złożone . . . . .	270
§ 83a. Obliczenie śrub w belkach sklinowanych i sklockowanych . . . . .	275
§ 83b. Obliczenie klocków w belkach sklockowanych . . . . .	275
§ 83c. Wyznaczenie odległości pomiędzy klinami . . . . .	278
§ 84. Belki zazębione . . . . .	278
§ 85. Wyginanie belek do góry . . . . .	279
§ 86. Porównanie belek złożonych: sklinowanych, zazębionych i sklockowanych . . . . .	280
§ 87. Ustawianie belek na podporach za pomocą siodełek . . . . .	282
§ 88. Połączenie belek z podporami . . . . .	284

	Str.
§ 89. Obliczenie długości siodełek przy belkach podłużnych rozciętych nad podporami i wspartych na siodełkach . . . . .	285
§ 90. Obliczenie belek, podpartych na siodełkach . . . . .	287
§ 91. Obliczenie połączenia belek z siodełkami . . . . .	289
§ 92. Obliczenie śrub łączących belki z siodełkami . . . . .	290
§ 93. Belki leżajowe jako belki ciągłe . . . . .	291
§ 94. Szukowanie belek głównych . . . . .	293
§ 95. Połączenie mostu z drogą przy przyczółkach drewnianych . . . . .	295
§ 96. Połączenie mostu z drogą przy przyczółkach murowanych . . . . .	296
§ 97. Tężniki pomiędzy dźwigarami głównymi . . . . .	297
§ 98. Tężniki pionowe . . . . .	298
§ 99. Tężniki poziome . . . . .	300

### Rozdział XIII. Mosty zastrzałowe.

§ 100. Mosty trójkątne i trapezowo-zastrzałowe . . . . .	301
§ 101. Obliczenie mostów trójkątno-jednozastrzałowych . . . . .	304
§ 102. Obliczenie mostów trójkątno-dwuzastrzałowych . . . . .	307
§ 103. Obliczenie mostów trójkątno-trójzastrzałowych . . . . .	311
§ 104. Obliczenie mostów trójkątno-dwuzastrzałowych ze słupkiem. . . . .	312
§ 105. Zastrzały . . . . .	314
§ 106. Układ zastrzałów . . . . .	316
§ 107. Połączenie zastrzałów z podporami drewnianymi . . . . .	319
§ 108. Ściąg . . . . .	326
§ 109. Oparcie zastrzałów na podporach kamiennych . . . . .	329
§ 110. Połączenie zastrzałów z belkami . . . . .	332
§ 111. Mosty trapezowo-zastrzałowe. Obliczenie belek . . . . .	334
§ 112. Obliczenie zastrzałów . . . . .	336
§ 113. Obliczenie siodełek . . . . .	338
§ 114. Obliczenie śrub, łączących belkę z siodełkami . . . . .	338
§ 115. Połączenie górnych końców zastrzałów z siodełkiem . . . . .	338
§ 116. Mosty zastrzałowe z rozpornicą . . . . .	339
§ 117. Połączenie zastrzału z rozpornicą . . . . .	342
§ 118. Obliczenie układów trapezowo-dwuzastrzałowych z rozpornicą . . . . .	343

### Rozdział XIV. Mosty łukowe.

§ 119. Układy mostów łukowych . . . . .	346
§ 120. Ustrój mostów zastrzałowo-łukowych . . . . .	347
§ 121. Obliczenie mostów zastrzałowo-łukowych . . . . .	350
§ 122. Mosty łukowe . . . . .	351
§ 123. Konstrukcja łuków . . . . .	352
§ 124. Podparcie łuków . . . . .	356
§ 125. Obliczenie mostów łukowych . . . . .	357
§ 126. Mosty łukowe z jazdą dołem . . . . .	359
§ 127. Wieszaki . . . . .	361
§ 128. Obliczenie łuków ze ściągami . . . . .	363

### Rozdział XV. Mosty wieszarowe.

§ 129. Mosty wieszarowe . . . . .	364
§ 130. Mosty trójkątno-wieszarowe . . . . .	366



	Str.
§ 131. Mosty trójkątno-wieszarowe złożone . . . . .	367
§ 132. Układ trójkątno-wieszarowy z dwiema parami zastrzałów . . . . .	368
§ 133. Układ trapezowo-zastrzałowy z rozpornicą . . . . .	369
§ 134. Połączenie zastrzałów ze ściągiem . . . . .	371
§ 135. Połączenie wieszaków z zastrzałami w mostach trójkątno-wieszarowych	372
§ 136. Połączenie zastrzałów z rozpornicą . . . . .	374
§ 137. Połączenie wieszaków ze ściągiem lub belką poprzeczną . . . . .	374

#### Rozdział XVI. Mosty kratowe.

§ 138. Belki Howe'a . . . . .	378
§ 139. Pasy dźwigarów układu Howe'a . . . . .	380
§ 140. Sztukowanie bali pasów " . . . . .	382
§ 141. Zastrzały dźwigarów " . . . . .	355
§ 142. Słupki dźwigarów " . . . . .	389
§ 143. Podparcie dźwigarów " . . . . .	392
§ 144. Obliczenie dźwigarów " . . . . .	392
§ 145. Mosty systemu Rychtera . . . . .	398
§ 146. Słupki w systemie " . . . . .	400
§ 147. Mosty Pintowskiego . . . . .	403
§ 148. Mosty kratowe z desek . . . . .	405
§ 149. Dźwigary Towna . . . . .	406
§ 150. Krzyżulce w systemie Towna . . . . .	410
§ 151. Stężenie pionowe dźwigarów Towna . . . . .	412
§ 152. Mosty systemu Lembkego . . . . .	414

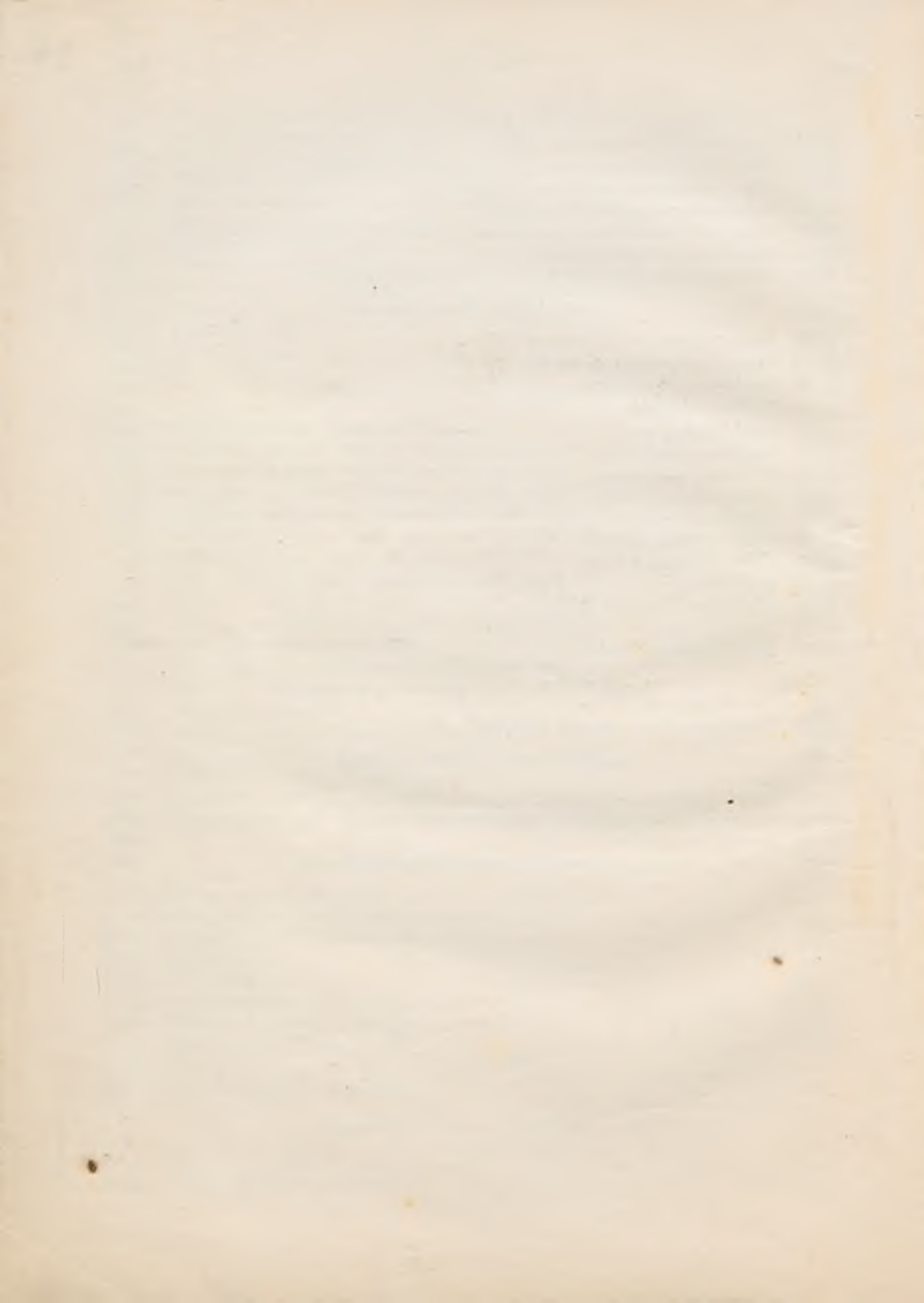
#### Rozdział XVII. Belki poprzeczne kratowe.

§ 153. Ustrój pomostu w mostach kratowych . . . . .	418
---	-----

#### Rozdział XVIII. Tężniki dźwigarów.

§ 154. Układ tężników podłużnych i poprzecznych . . . . .	424
§ 155. Połączenie kraty wiatrownicowej z pasami . . . . .	426
§ 156. Tężniki poprzeczne . . . . .	430
§ 157. Ochrona mostów kratowych od wpływów atmosferycznych . . . . .	438





## LITERATURA

- 1) Croizette Desnoyers Th. Cours de construction des ponts. Paris 1885 r.
  - 2) Gay C. Ponts en maçonnerie. Paris 1924 r.
  - 3) Gesteschi Th. Grundlagen des Holzbaues. Berlin 1930 r.
  - 4) Gibszman. Dierewiannyje awtodorożnyje mosty. Leningrad—Moskwa 1935 r.
  - 5) Jacoby H. S. Structural Details. Design of Timber Framing. New York 1921 r.
  - 6) Ketchum M. S., Structural Engineers' Handbook. New Jork 1918 r.
  - 7) Landsberg Th. Handbuch der Ingenieurwissenschaften. Der Brückenbau.
  - 8) Marynowski Jerzy. Podręcznik do obliczenia światła obiektów drogowych. Lublin 1926 r.
  - 9) Matakiewicz M. Zasady wyzyskania sił wodnych. Lwów 1936 r.
  - 10) Melan Joseph. Der Brückenbau. Leipzig und Wien 1922 r.
  - 11) Morandière. Traité de la construction des ponts et viaducs. Paris 1888 r.
  - 12) Nikolai L. Mosty. Petersburg 1901 r.
  - 13) Paton E. Dierewiannyje mosty 1921 r.
  - 14) Perederij G. Małyje mosty. Petrograd 1916 r.
  - 15) Pszenicki A. Opis budowy tramwajów w Petersburgu. Budowa i przebudowa mostów. Rozdział X. Petersburg 1909 r.
  - 16) Thullie M. Mosty drewniane. Lwów 1923 r.
  - 17) Thullie. Przyczółki i filary kamienne. Lwów 1921 r.
  - 18) Velflik V. Stavitelstvi Mostni. Praga 1905 r.
-

1877

Received of the Treasurer of the  
County of ... the sum of ...  
for ...

## ROZDZIAŁ I.

### CZĘŚĆ OGÓLNA.

#### § 1. Pojęcia wstępne.

Mosty jako dzieła sztuki inżynierskiej, należą do najwspanialszych, a często do najokazalszych budowli. Przez wykonanie ich czasami w nader trudnych warunkach, wprawiają w podziw nie tylko pokolenia współ-



Fig. 1a. Most przez rz. Brdę.

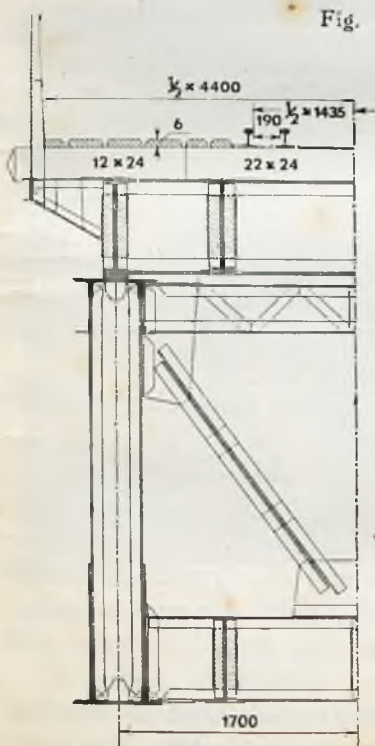


Fig. 1b.

czesne, lecz i dla pokoleń późniejszych służyć świadectwem wysokiego poziomu techniki i pomysłowości pokoleń przeszłych. Nie będzie przesadą, jeżeli powiemy, że prawie ze wszystkich dziedzin sztuki inżynierskiej budownictwo mostowe należy do najtrudniejszych; wymaga ono gruntownej znajomości podstawowych przedmiotów wiedzy inżynierskiej, do których należy wytrzymałość materiałów oraz statyka, nie mówiąc już o takich przedmiotach jak budownictwo ogólne, fundamentowanie etc. Nic też dziwnego, że z rozwojem nauki o wytrzymałości materiałów i statyki budowli mostownictwo szybko poszło naprzód, a zawdzięczając rozwojowi metalurgii, która dała nam stal o wysokiej wytrzymałości, mamy możliwość dzisiaj budować mosty o tak znacznych rozpiętościach, o jakich przodkowie nasi nawet nie marzyli.



Mostami nazywamy dzieła sztuki inżynierskiej — budowle, które służą do przeprowadzenia drogi nad jakąkolwiek przeszkodą.

Jako przeszkoda, nad którą most prowadzi drogę, może być rzeka lub kanał, krzyżująca się z daną drogą inna droga, zawsze wymagająca wolnej jazdy po niej, np. dwie krzyżujące się drogi żelazne, z których każda musi mieć ruch niezależny od ruchu drugiej, głębokie doliny, które nie mogą być zasypane, by na nasypie wytworzyć drogę, bo albo nasyp byłby zbyt



Fig. 2a. Most przez Szklę pod Krakowcem.

kosztowny, lub też nasypu drogowego z braku odpowiedniego gruntu w pobliżu doliny, nie byłoby z czego usypać.

Mosty, które służą do przeprowadzenia po nich dróg żelaznych, noszą nazwę mostów kolejowych.

Jeżeli most służy do przeprowadzenia po nim drogi bitej, szosy lub jak się mówi czasem, drogi zwyczajnej, to most taki nazywamy mostem drogowym (fig. 2a i b). Jeżeli most taki znajduje się w mieście albo w pobliżu miasta, to nazywamy go mostem miejskim.

Mosty, po których odbywa się tylko ruch pieszych nazywamy kładkami lub mostami dla pieszych (fig. 3).

Mosty, które są przerzucone przez drogi, wąwozy, lub doliny bezwodne, noszą nazwę wiaduktów. Charakterystyczną cechą wiaduktów jest zazwyczaj brak części podwodnych (fig. 4).

Czasem most służy do przeprowadzenia po nim nie drogi, lecz kanału bądź to żeglugowego (fig. 5 a, b, c i d), bądź to doprowadzającego wodę do użytku mieszkańców danego miasta (fig. 6 a i b) — most taki nazywamy wtedy akweduktem.

Małe mosty, przeznaczone do przepuszczania pod nimi niewielkich strumieni lub wąskich dróg polnych noszą nazwę przepustów. Przepusty



mogą być z góry zasypane ziemią. W tym przypadku droga nad przepustem ma taki sam ustrój jak i poza przepustem. Przepusty takie nazywamy czasem też rurami (fig. 7).

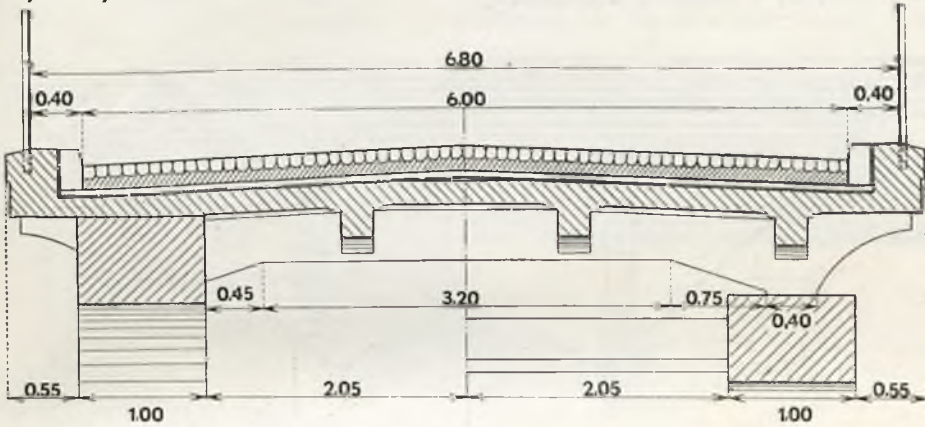


Fig. 2b.

Przepusty mogą być otwarte z góry, — ustrój drogi nad przepustem jest odmienny od ustroju drogi poza przepustem; takie przepusty nazywamy czasem małymi mostami otwartymi (fig. 8).



Fig. 3.

Do jakiej rozpiętości małe mostki należy zaliczać do przepustów nie jest ściśle określone. W każdym razie rozpiętość ta nie jest większa ponad 10 — 12 m.

## § 2. Części mostów.

W każdym moście będziemy rozróżniać dwie zasadnicze części: budowę spodnią i budowę wierzchnią.

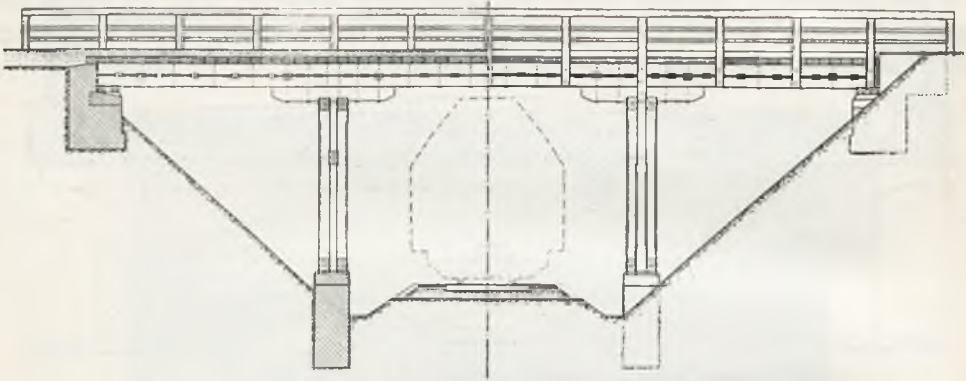


Fig. 4.

Do budowy spodniej należą podpory mostowe, zaś do budowy wierzchniej wszystko to, co się znajduje na podporach.

Podpory mostowe dzielimy zwykle na przyczółki i filary.

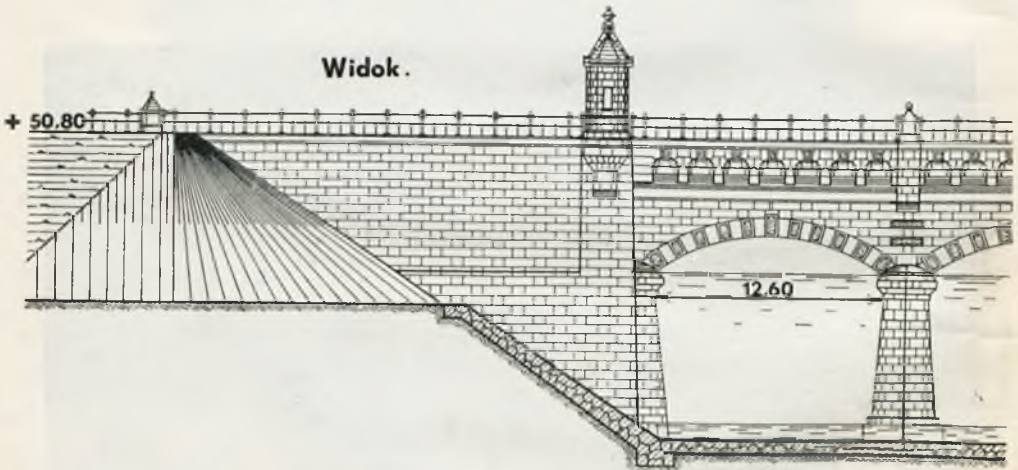


Fig 5a.

Przyczółki są to podpory skrajne każdego mostu; służą one nietylko do podtrzymywania budowy wierzchniej danego mostu, lecz nadto podtrzymują zazwyczaj nasyp drogowy i zakańczają most (fig. 9).

Podpory mostowe pośrednie, które dzielą cały most na poszczególne części, nazywamy filarami.

Filary mogą być rzeczne lub przybrzeżne. Te ostatnie często stanowią część składową przyczółków (fig. 9) i zwykle mają kształt nieco odmienny od filarów rzecznych.



W podporach mostowych odróżnić będziemy dwie zasadnicze części: fundament podpory i ciało podpory.

Ciałem podpory będziemy nazywać część jej wierzchnią AB (fig. 9) od góry do pierwszej odsadzki, znajdującej się zwykle pod wodą i ma-

### Przekrój.

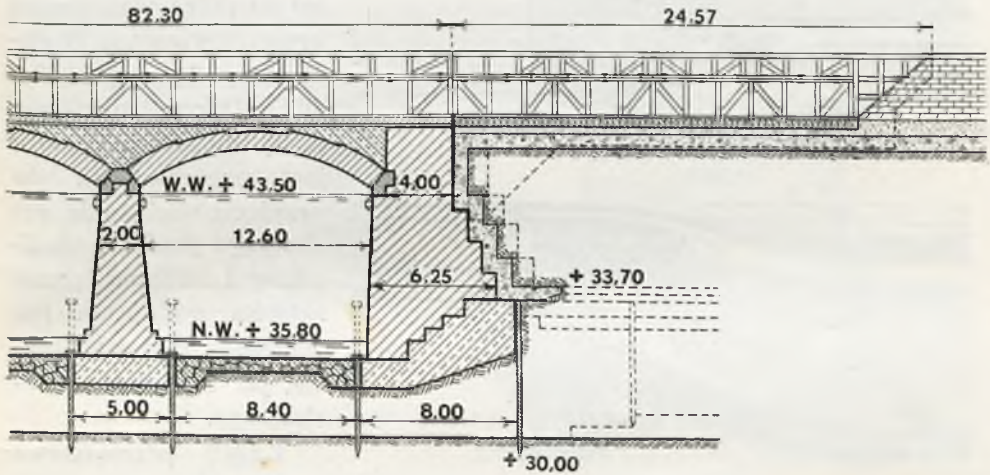


Fig. 5b. Most prowadzący kanał z Dortmund do Ems.

jącej w mostach stałych t. j. w mostach solidniej budowanych, zazwyczaj okładzinę z kamienia trwałego i prawidłowej formy. Dolną część podpory B C (fig. 9), licząc od pierwszej odsadzki do samego spodu podpory

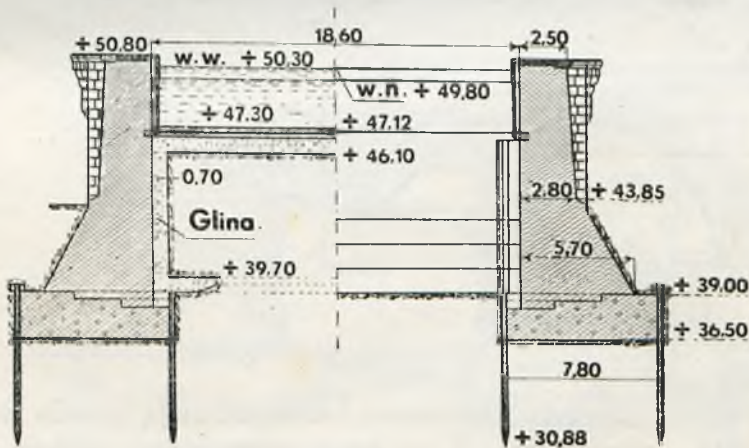


Fig. 5c.

nazywamy fundamentem. Część podpory, na której spoczywa fundament, (pale, kesony) nazywamy posadą fundamentową.

Budowa wierzchnia składa się: z dźwigarów D (fig. 10), które wspierają się bezpośrednio na łożyskach (poduszkach) Ł (fig. 10) usta-

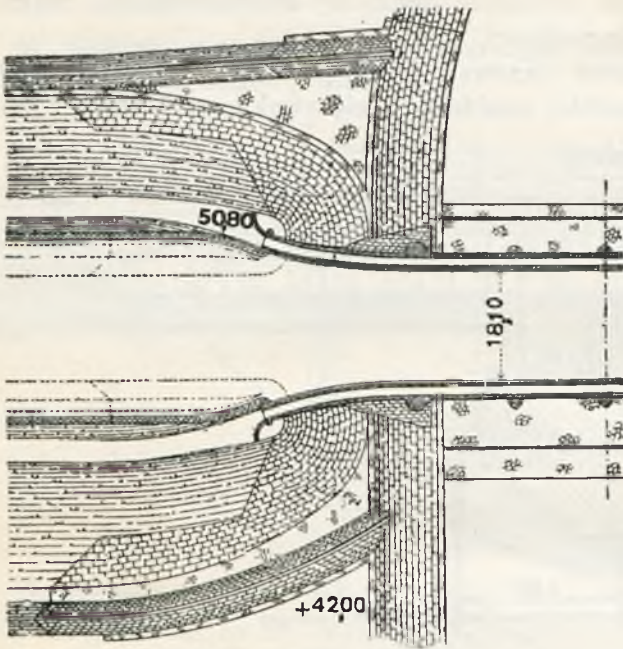


Fig. 5d. Most prowadzący kanał z Dortmund do Ems.

wianych na podporach, z części przejazdowej F (fig. 10a) i z tężników T (fig 11), które łączą dźwigary danego przęsła w jedną niezmienną bryłę. Dźwigarami D nazywamy tę część (fig. 10a, 11) konstrukcji budowy wierzchniej, która jest przeznaczona do przyjęcia obciążenia ruchomego jezdni i chodników i oddania przez łożyska podporom tak własnego ciężaru przęsła, jak i obciążenia ruchomego.

Część przejazdowa mostu (fig. 10 i 11), składa się naogół z jezdni i chodników.

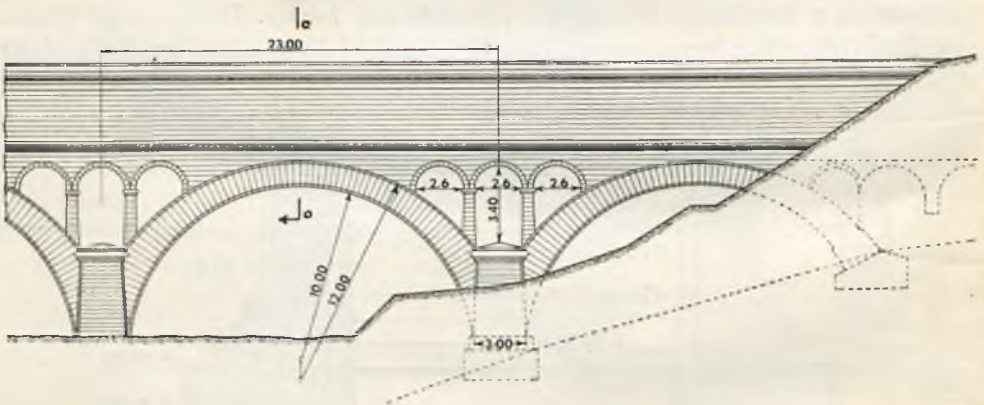


Fig. 6a.

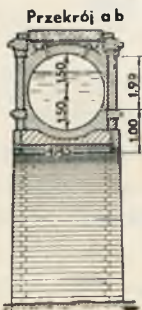


Fig. 6b.

Jezdnie jak również i chodniki mają przede wszystkim nawierzchnię N, po której bezpośrednio odbywa się ruch czy to pojazdów drogowych w mostach drogowych, czy to pociągów kolejowych w mostach kolejowych, i żebra pomostowe nazywane także podkładem. Żebra pomostu jezdni i chodników składają się z zespołu belek podłużnych (b) i poprzecznych (a) (fig. 11). Żebra pomostu otrzymują obciążenia od nawierzchni i stopniowo oddają je jedne



drugim w zależności od konstrukcji, i wreszcie przez belki poprzeczne główne, połączone bezpośrednio z dźwigarami, oddają te obciążenia dźwigarom głównym.

Jeżeli most ma tylko przyczółki, wtedy posiada jedno przęsło i nazywamy taki most jednoprzęsłowym, w odróżnieniu go od mostów wielo-

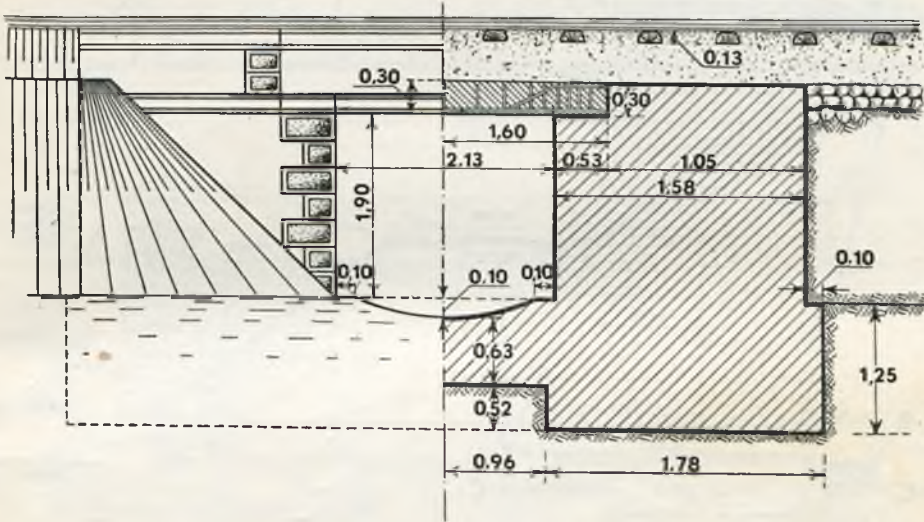


Fig. 7.

przęsłowych, posiadających oprócz przyczółków także podpory pośrednie, czyli filary.

Przęsłem zatem danego mostu nazywamy budowę wierzchnią pomiędzy dwiema sąsiednimi podporami.

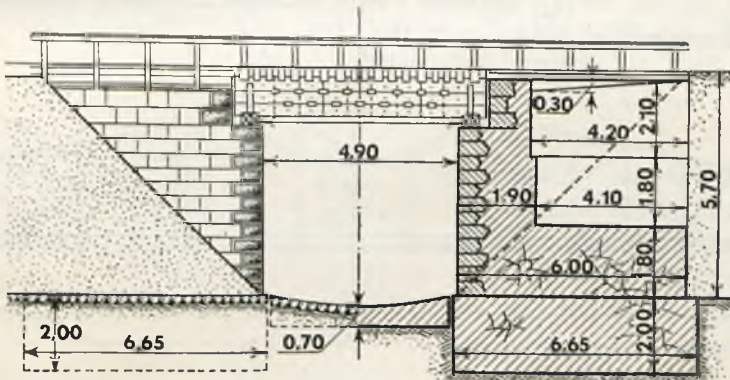


Fig. 8.

Odległość pomiędzy przyczółkami mostów jednoprzęsłowych, lub sumę odległości pomiędzy podporami mostów wieloprzęsłowych, mierzonych w świetle, zwykle na poziomie wody normalnej, nazywamy otworem danego mostu.



Odległość  $l$  pomiędzy sąsiednimi podporami danego mostu w świetle na te same wysokości będziemy nazywać rozpiętością danego przęsła w świetle w odróżnieniu od rozpiętości teoretycznej  $l_0$  danego przęsła. Ta osta-

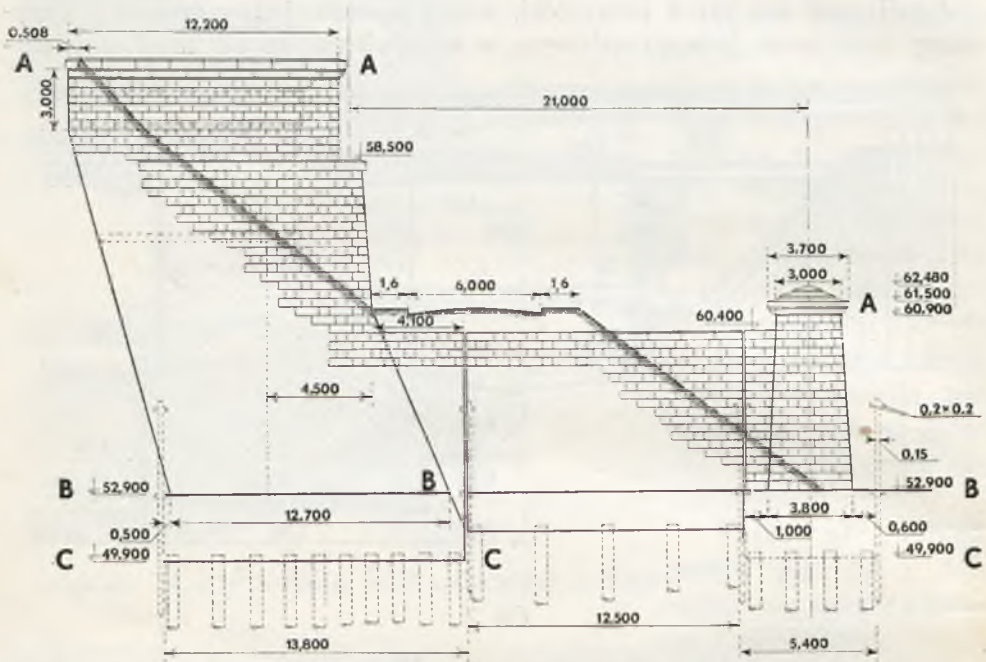


Fig. 9. Przyczółek i filar przybrzeżny mostu przez Wisłę pod Płockiem.

tnia będzie to odległość pomiędzy punktami podparcia dźwigarów, czyli pomiędzy osiami łożysk jednego i tego samego dźwigaru, spoczywającego na dwóch sąsiednich podporach (fig. 10).

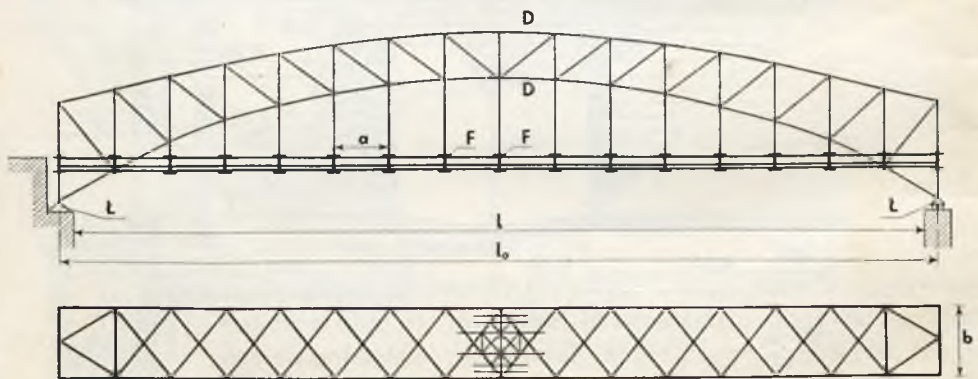


Fig. 10a.

Odległość  $h$  od dolnej krawędzi budowy wierzchniej do stopy szyny mostów kolejowych (fig. 11 i 12) i do poziomu nawierzchni po osi mostu

drogowego (fig. 13) nosi nazwę wysokości ustrojowej lub konstrukcyjnej danego mostu w danym przekroju przęsła. Wysokość ta może być różna w różnych przekrojach jednego i tego samego przęsła, w zależności od

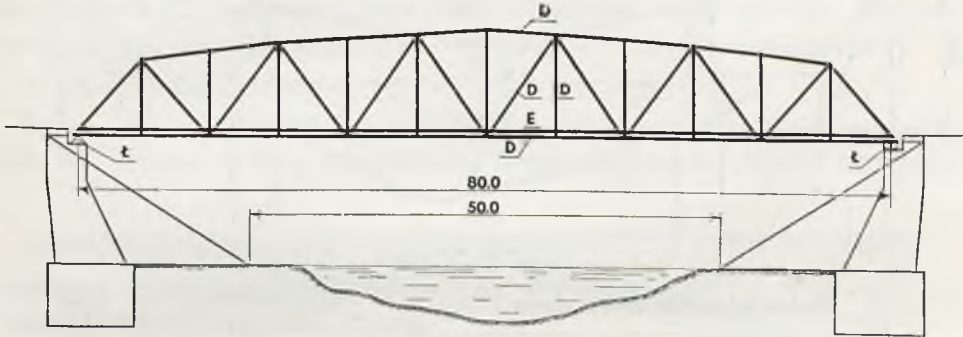


Fig 10b.

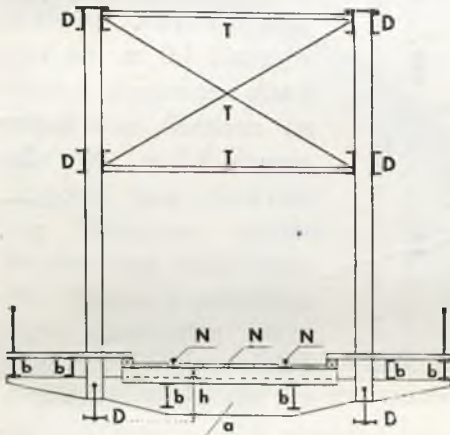


Fig. 11.

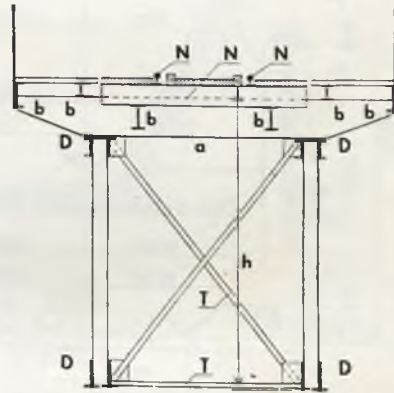


Fig. 12.

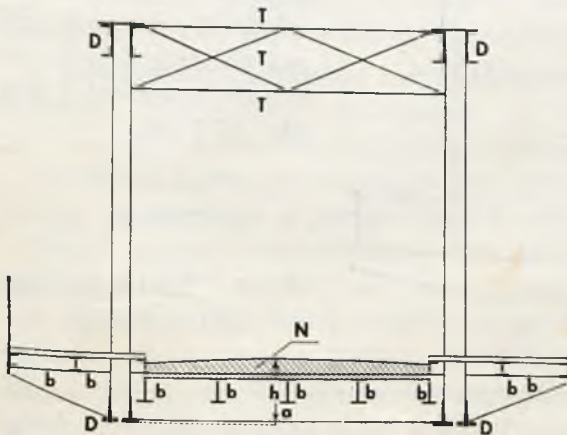


Fig. 13.

ustroju dźwigarów mostu i jego systemu. Wzniesienie (kota) jezdni mostu zazwyczaj jest nadane i winno odpowiadać niwelecie drogi, do prowadzenia której nad daną rzeką lub drogą most się buduje. Dolna zaś krawędź budowy wierzchniej zależy od wysokości wód w danej rzece i od wolnej wysokości wymaganej pod mostem.

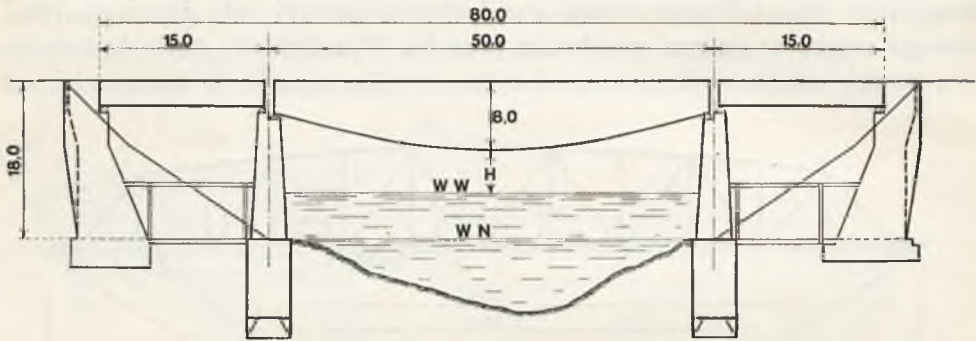


Fig. 14.

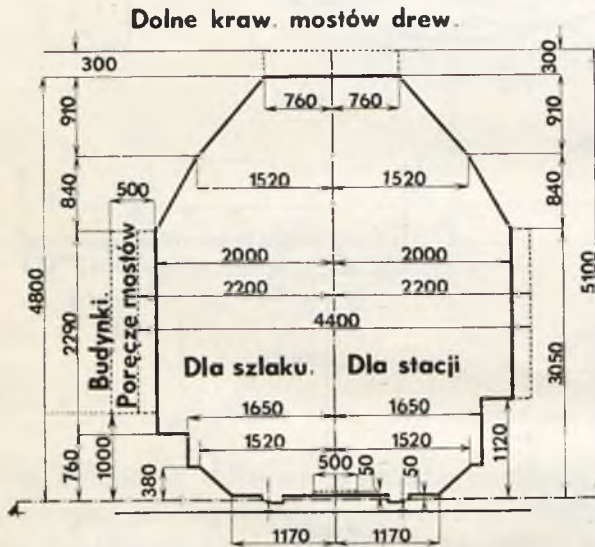


Fig. 15.

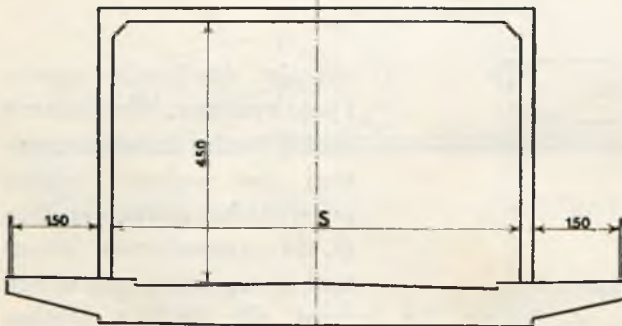


Fig. 16.

Najmniejsze wzniesienie  $H$  (fig. 14) budowy wierzchniej nad poziomem wód wysokich rzek niespławnych, powinno wynosić 1,0 m, na rzekach spławnych 2,50 m, na rzekach zaś żeglownych 5,5 m. W wiaduktach nad drogami wolna wysokość pod wiaduktem powinna odpowiadać wysokości obrysu ustalonego przez Ministerstwo Komunikacji dla dróg żelaznych na 4,80 m pod wiaduktem z materiałów niepalnych i 5,10 m dla wiaduktów drewnianych, zaś dla dróg bitych wysokość ta wynosi 4,50 m (fig. 15 i 16).

## ROZDZIAŁ II.

### KLASYFIKACJA MOSTÓW.

§ 3. Sposoby klasyfikacji mostów powinny obejmować takie cechy, abyśmy mogli na ich podstawie wytworzyć sobie należyte, jeżeli nie pojęcie, to w każdym razie wyobrażenie o każdym moście tak pod względem



jego zewnętrznego wyglądu, jak również pod względem jego konstrukcji i pod względem statycznym.

Aby klasyfikacja mostów mogła objąć wszystkie charakterystyczne cechy, które będą odróżniać dany most od innych, musi ona być przeprowadzona pod różnymi względami. Względy te mogą być następujące:

1) Przeznaczenie mostu.

Pod względem przeznaczenia mostu i rodzaju ruchu, jaki ma się odbywać na danym moście, rozróżniamy mosty kolejowe, mosty drogowe,

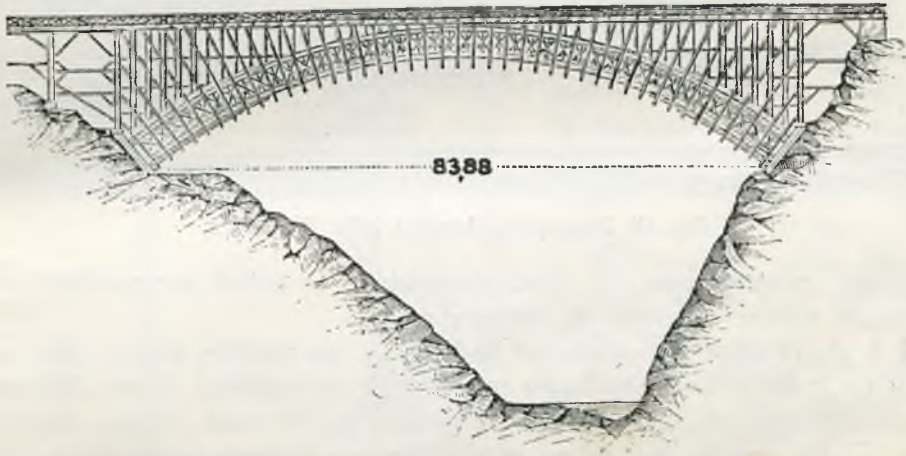


Fig. 17.

mosty kładki — przeznaczone tylko do ruchu pieszego, akwedukty — mosty przeznaczone do przeprowadzenia kanałów.

2) Pod względem materiału, z jakiego most jest zbudowany, będziemy rozróżniać mosty:

a) drewniane, b) mosty stalowe, c) mosty kamienne, d) mosty betonowe, i e) mosty stalobetonowe (żelazobetonowe).

Z jednego materiału mogą być zbudowane tylko mosty kamienne i mosty betonowe. Oczywiście nie uważam za oddzielne materiały zapraw cementowych stosowanych do murów i betonów.

Natomiast mosty drewniane zawsze wymagają do swej budowy oprócz drzewa jeszcze stali w postaci śrub, gwoździ i wszelkiego rodzaju klamer.

Mosty stalowe kolejowe mogą mieć budowę wierzchnią całkowicie wykonaną ze stali, podpory zaś mają przeważnie kamienne, betonowe, lub też stalobetonowe. Mosty stalowe drogowe do budowy wierzchniej wymagają zwykle jeszcze innych materiałów, jak to kamień, beton, asfalt, drzewo... Podpory ich są wykonane z tych samych materiałów jak w mostach stalowych kolejowych.

Nie mamy tutaj na myśli mostów stalowych o charakterze czasowym,



mostów uszkodzonych podczas wojny, kiedy przy prędkiej naprawie stosuje się podpory drewniane, na których ustawione są dźwigary stalowe.

Oczywiście przy podporach kamiennych, budowa wierzchnia może być również z drzewa.

Mówiąc o materiałach stosowanych do mostów, musimy tutaj powiedzieć kilka słów o niektórych cechach tych materiałów, gdyż daje to

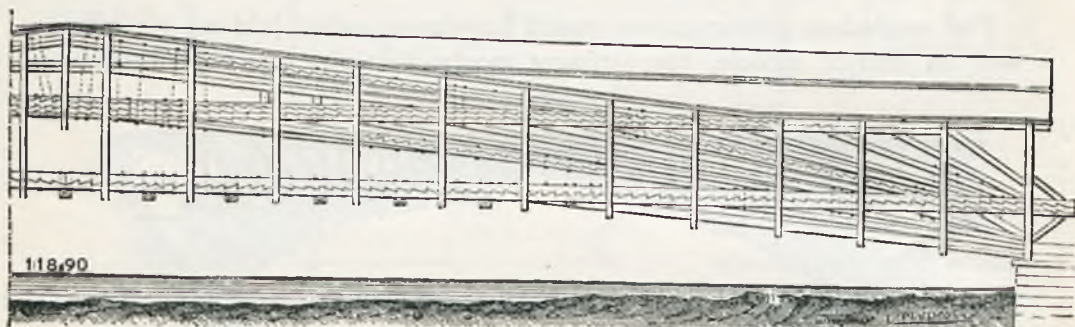


Fig. 18. Most przez Limmat koło Wettingen.

możność orientowania się, choć niezupełnie, w jakich przypadkach jaki materiał należy stosować do budowy mostu.

§ 4. A. *Drzewo* jako materiał budowlany ma wielkie zalety, gdyż należy do materiałów stosunkowo tanich, jest szczególnie u nas dość rozpowszechnione tak, że z łatwością można je otrzymać prawie wszędzie i w każdym czasie, jest łatwe w obróbce, nie wymaga skomplikowanych narzędzi i w porównaniu z innymi materiałami, pozwala najszybciej most zbudować lub go odnowić. Opracowanie projektu nie wymaga dużo czasu

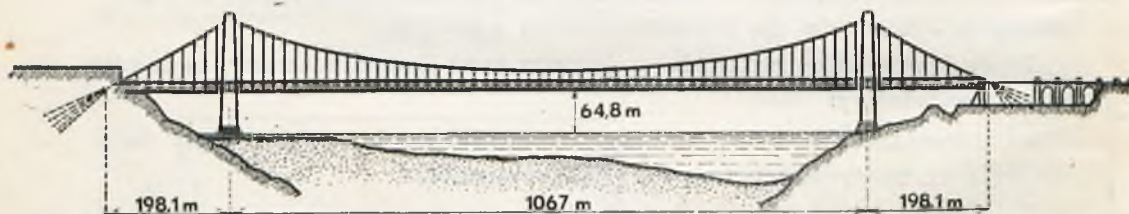


Fig. 19. Most Jerzego Waszyngtona przez rz. Hudson.

i może być wykonywane prawie jednocześnie z wykonywaniem budowli. Lecz przy tych zaletach drzewo posiada duże wady, które je czynią materiałem, nie zawsze nadającym się do stosowania w mostownictwie. Mała wytrzymałość drzewa, łatwopalność i podleganie gniciu czyni mosty drewniane krótkotrwałymi i nie nadającymi się do dużych rozpiętości, szczególnie przy znacznych obciążeniach.

Rozpiętość mostów drewnianych zbudowanych w Stanach Zjedoczonych Ameryki Północnej dochodziła do 84 m (fig. 17), w Europie zaś były mosty drewniane nawet o rozpiętości 109 m (przez Limmat koło Wettingen) (fig. 18).

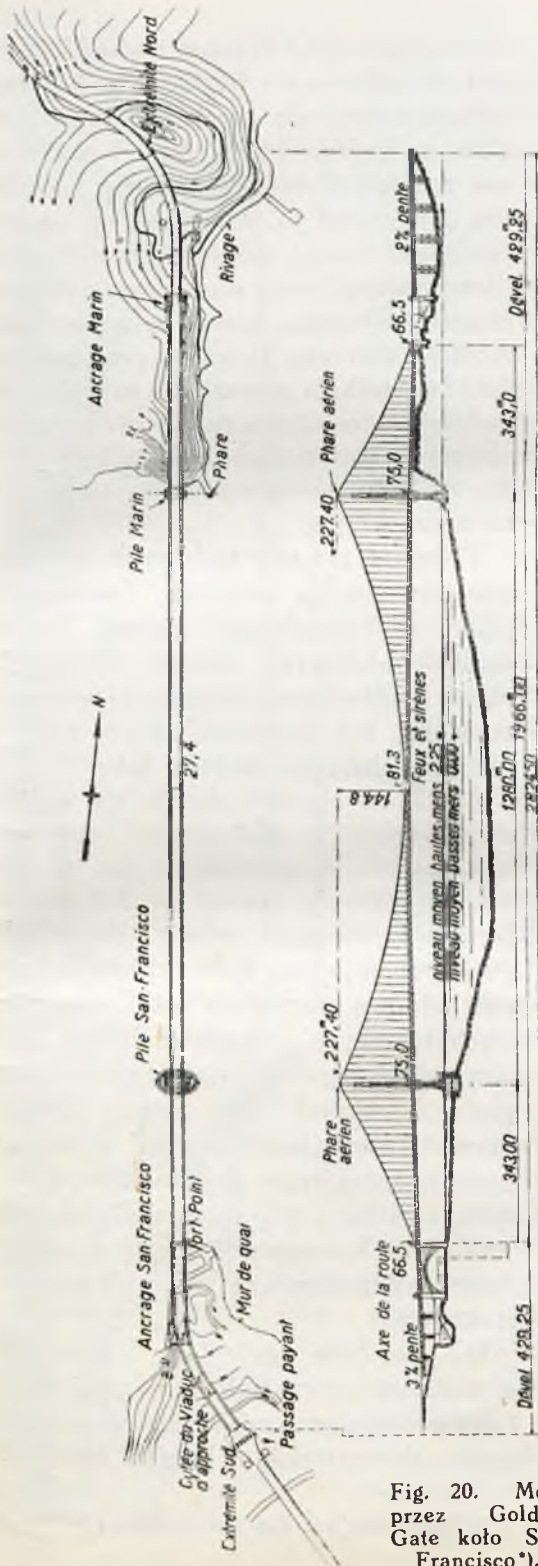


Fig. 20. Most przez Golden Gate koło San Francisco\*).

Obecnie mosty drewniane wskutek znacznych obciążeń ruchomych mogą być budowane tylko o znacznie mniejszych rozpiętościach, dochodzących do 40 m.

Czas służby mostów drewnianych zależy od jakości drzewa z jakiego jest most zrobiony, od jakości roboty z jaką jest wykonany i wreszcie zależy od należytego utrzymania jego podczas służby. W Szwajcarii są mosty należycie zabezpieczone od deszczów i słońca, które liczą sobie przeszło 100 lat.

Czas trwania mostu drewnianego może być przyjęty następujący:

a) Części główne (dźwigary i podpory) — 15 — 25 lat.

b) Belki podłużne i poprzeczne — 5 — 7 lat.

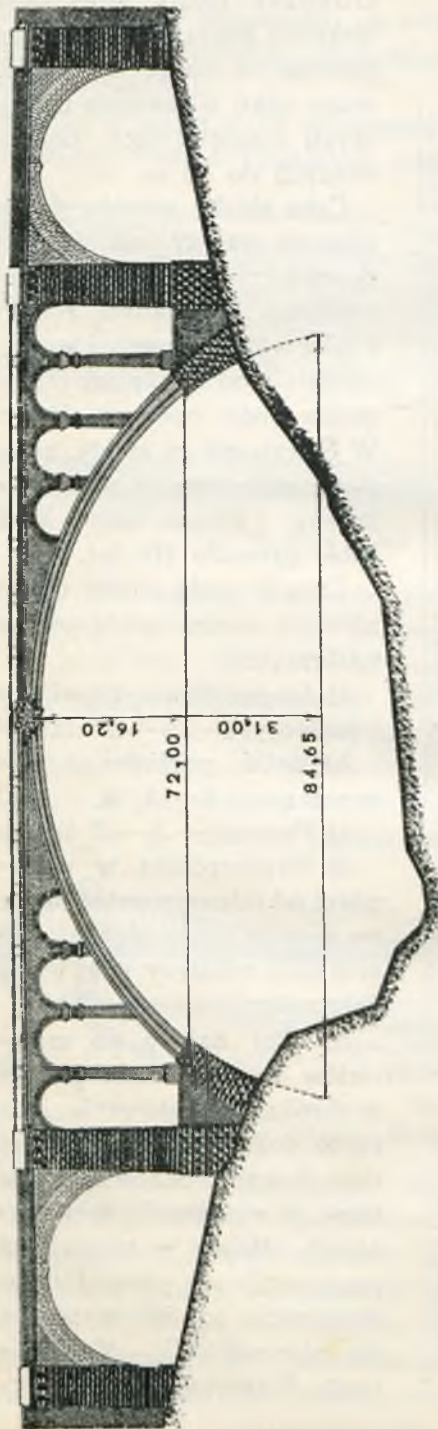
c) Pomost — 3 — 5 lat.

d) Nawierzchnia w zależności od intensywności ruchu po moście może służyć czasem kilka miesięcy, gdyż ulega ścieraniu.

B. *Stal* należy do materiałów droższych, trudniejszych w obróbce i montowaniu, lecz za to duża wytrzymałość jej daje możliwość budowania mostów o znacznych rozpiętościach. Mosty o rozpiętości poszczególnych przęseł nieco większych od 500 m nie są dzisiaj rzadkością. Most Jerzego Waszyngtona o rozpię-

\*) La Technique des Travaux Nr. 11 1935 r.





tości przeszła 1067 m przez rzekę Hudson jest już oddany do użytku (fig. 19), zaś wykańczający się most przez Golden Gate w Kalifornii koło San Francisco, ma rozpiętość jednego przęsła 1280 m (fig 20 \*). Jest to, zdaje się, ta rozpiętość, jaką można osiągnąć przy obecnie otrzymywanej stali wysokowytrzymałościowej. Komisja, która opracowywała most przez rzekę Hundson przy udziale inż. Lindenthala przysłała do wniosku, że największa osiągalna rozpiętość przy istniejących materiałach jest 1320 m. Ciężar takiego mostu wynosiłby około 93 t na m b.

Trwałość mostów stalowych obecnie nie jest jeszcze ustalona. Znane wypadki 30—40-letniego okresu służby mostów stalowych należy tłumaczyć raczej błędami konstrukcyjnymi tych mostów, lub też nieprzewidzianym zwiększeniem obciążeń użytecznych.

C. *Żeliwo* obecnie stosuje się w mostach tylko w niektórych częściach o znaczeniu drugorzędym np. w odlewach, czasami nawet w łożyskach. Dawniej stosowano żeliwo i do części głównych mostów, wykonywano nawet całą budowę wierzchnią z żeliwa w mostach łukowych. Niewielka jednak wytrzymałość tego materiału przy rozciąganiu i wskutek tego pewna ograniczoność rozpiętości mostów z żeliwa, zmusiły inżynierów do zaniechania budowy mostów z żeliwa, aczkolwiek pod względem konserwacji mosty z żeliwa mogą być postawione wyżej od mostów stalowych.

D. *Kamienie* gatunków twardych o znacznej wytrzymałości na zgniatanie i nie podlegające szybkiemu zwietrzeniu należą do materiałów bardzo trwałych

Fig. 21. Most Adolfa w Luksemburgu. \*) La Technique des Travaux Nr. 11 1935 r.



Fig. 22. Most przez dol. Syratal w Saksonii.

i dlatego też mosty kamienne są długotrwałe. Istnieją jeszcze dzisiaj mosty, które były zbudowane w epoce przed chrystusowej. Należy jednak zaznaczyć, że mosty kamienne na ogół są droższe od mostów stalowych. Rozpiętość ich jest ograniczona w porównaniu do mostów stalowych. Wybudowane dotychczas mosty kamienne rozpiętością swą nie przekraczają granicy 100 m. Tak most Adolfa (fig. 21) ma rozpiętość 84 m. Tej samej prawie rozpiętości jest most przez rz. Isonzo przy Salcano. Most zaś Plauński (fig. 22) w Saksonii przez Syratal ma rozpiętość 90 m. Jedynie przez wzgląd na znaczne koszty rozpiętość ich jest ograniczona, aczkolwiek z innych względów rozpiętość ta mogłaby być znacznie zwiększona. Tak przez rzekę Hudson był projektowany most kamienny o rozpiętości 214 m. Sklepienie w projekcie tego mostu w stopach było o grubości 8 m i w kluczu 4 m.

E. *Beton* jest to właściwie sztuczny kamień. Wytrzymałość jego na ściskanie jest znacznie mniejsza od dobrych kamieni naturalnych. Pod względem trwałości ustępuje również kamieniom naturalnym, gdyż podlega działaniu niszczącemu mrozów, szczególnie jeżeli nasiąka wodą. Mosty betonowe są tańsze od mostów kamiennych i do pewnych rozpiętości mogą być również tańsze od mostów stalowych. Wytrzymałość betonu na ściskanie jest dość znaczna, na rozciąganie zaś nie wielka i dlatego mosty betonowe mogą być tylko takich systemów, w których siły rozciągające są bardzo nieznaczne. Największa rozpiętość mostu betonowego jest 96 m. Jest to most w Villeneuve — sur Lot (Francja) (fig. 23).

F. *Stalobeton* (żelazobeton) jest to połączenie odpowiednie betonu i stali, dwóch materiałów, z których jeden dobrze się nadaje, gdy chodzi o ściskanie, drugi zaś, gdy chodzi o rozciąganie. Mosty stalobetonowe, zbudowane w ostatnich czasach, dochodzą



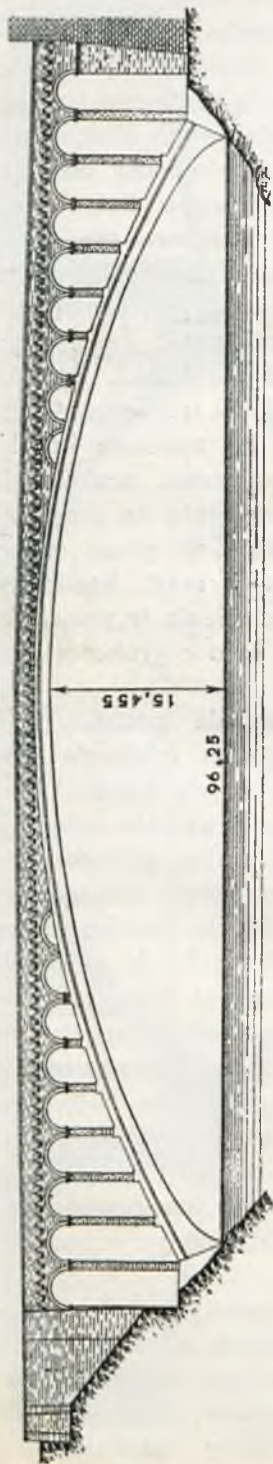


Fig. 23. Most Villeneuve sur Lot we Francji.

do znacznych rozpiętości. Most przez rzekę Elorn pod Plougastel koło Brest we Francji ma trzy przęsła po 186 m rozpiętości (fig. 24).

§ 5. Wybór materiału do budowy mostu zależy od wielu okoliczności, które nie dają się ująć w jakiegokolwiek ściśle przepisy.

Czasem brak absolutny pewnego materiału lub trudność otrzymania go, z góry wyklucza budowę mostu z tego materiału.

Miejscowe warunki mogą zmuszać do budowania mostu o przęsłach znacznej rozpiętości. Na przykład na rzece Woldze ze względu na żeglugę nie wolno było budować mostów z przęsłami o rozpiętości mniejszej od 155 m.

Warunek taki z góry wykluczał użycie pewnych materiałów do budowy. Wyżej wskazane granice osiągnięte dla dźwigarów z różnych materiałów chociaż nie należy uważać za nieprzekraczalne, jednak mogą one służyć jako wskaźniki przy wyborze materiałów, z jakich ma być most zbudowany. Warunki żeglugi i niskie brzegi rzeki, mogą stwarzać okoliczności, przy których dysponowana wysokość konstrukcyjna nie pozwoli na użycie materiałów o niskiej wytrzymałości.

Ponieważ budowla powinna kosztować jak najmniej, przeto należy uwzględnić przy projektowaniu mostu nie tylko koszty samej budowy, lecz również mieć na względzie i koszty utrzymania budowli wykonanej. Przy wyborze materiału do budowy mostu należy mieć na uwadze, że przeciętne koszty roczne utrzymania mostu wynoszą: w mostach drewnianych koło 2½%, stalowych od 0,2% do 0,3% kapitału użytego na budowę. Dobrze zbudowane mosty kamienne nie pociągają prawie żadnych kosztów na ich utrzymanie.

Wydatki na odnawianie mostów drewnianych wynoszą rocznie koło 4% ich kosztu, w tym założeniu, że most drewniany może przetrwać 25 lat. Dla mostów kamiennych wydatki te są bliskie zera, gdyż czas trwania powyższych mostów jest prawie nieograniczony.

Nie mniejszą rolę przy wyborze materiału

odgrywają środki finansowe, które mogą być przeznaczone na budowę mostu. Dlatego też często pomimo, że koszty budowy, oraz skapitalizowane wydatki roczne na utrzymanie mostu na czas jego egzystencji, przy zastosowaniu danego materiału, mogą być w sumie mniejsze niż z innego materiału, lecz jeżeli pierwotne koszty budowy z tego drugiego materiału są mniejsze, to jednak, rozporządzając ograniczonym kapitałem, budujemy most z tego materiału, który na budowę wymaga mniej pieniędzy.

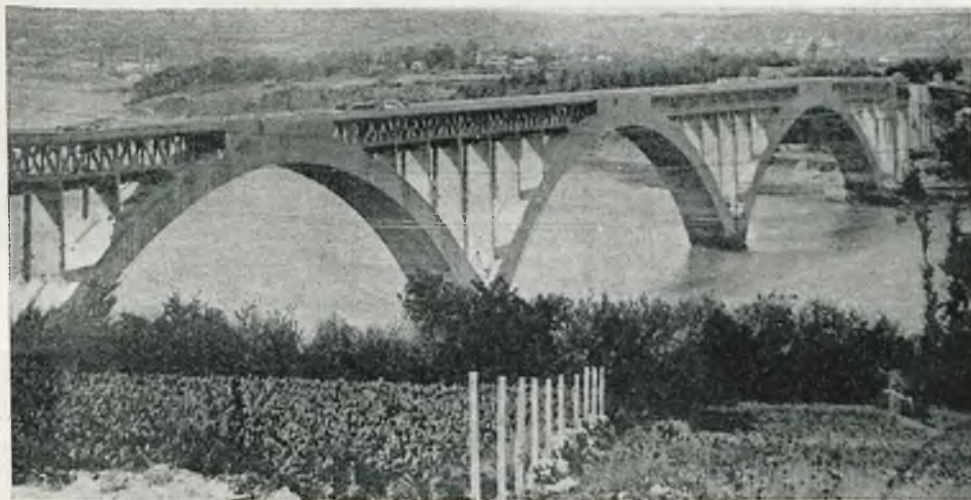


Fig. 24. Most Plougastel-Daoulas w Brest we Francji przez Elorn.

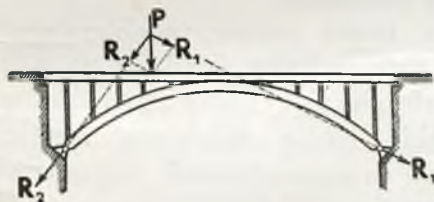


Fig. 25a.

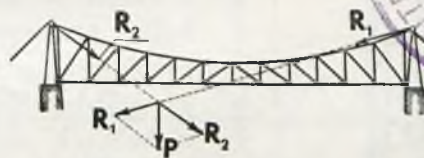


Fig. 25b.

### § 6. Klasyfikacja mostów pod względem działania statycznego dźwigników głównych na podpory mostowe.

Jeżeli pod działaniem pionowych sił zewnętrznych na dźwigniki ciśnienie na podpory mostowe będzie również pionowe, inaczej, jeżeli reakcje podpór otrzymamy pionowe, to takie układy będziemy zaliczać do mostów belkowych. Łożyska w mostach belkowych, jak wiadomo, muszą być: jedno przegibno-stałe, drugie zaś przegibno-przesuwne w przypadku belek jednoprzęsłowych (fig. 10a), i jedno przegibno-stałe i inne — przegibno-przesuwne w przypadku mostów o belkach ciągłych wieloprzęsłowych.



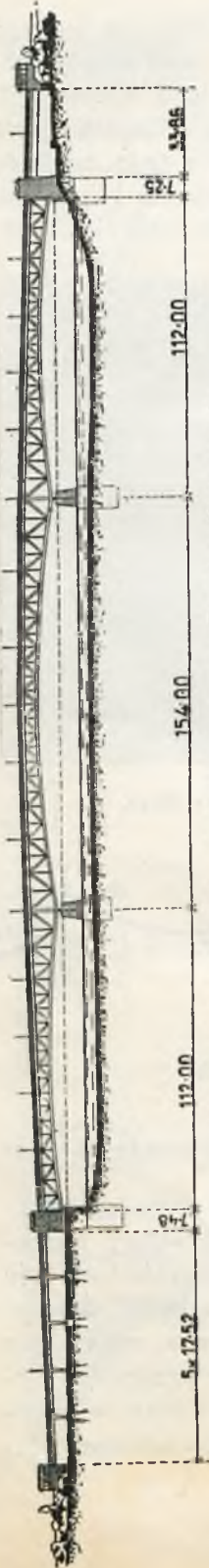


Fig. 26. Most Mikolaja Horthyego przez rz. Dunaj w Budapeszcie.

Jeżeli ustrój łożysk dźwigarów jest taki, że pod wpływem sił zewnętrznych pionowych, działających na dźwigary powstają odpory ukośne, wtedy takie mosty nazywamy rozporowymi, przy tym, jeżeli działanie dźwigarów na podpory skierowane jest na zewnątrz przęsła, to wtedy otrzymujemy mosty łukowe. W mostach tego układu dźwigary starają się rozsunąć podpory — dążą do zwiększenia swej rozpiętości (fig. 25a).

Jeżeli zaś ustrój łożysk będzie powodować działanie na podpory odwrotne niż w mostach łukowych, zatem pod działaniem sił pionowych, działanie dźwigarów na podpory będzie skierowane na wewnątrz przęsła, wtedy otrzymamy tak zwane mosty wiszące. W mostach wiszących dźwigary starają się zbliżyć podpory (fig. 25b.) Możemy tutaj zaznaczyć, że mosty bardzo wielkich rozpiętości wykonywają się jako wiszące. Oczywiście i w mostach belkowych, powstają oddziaływania podpór ukośne, lecz tylko pod działaniem sił zewnętrznych, skierowanych pod pewnym kątem do pionu.

Mosty belkowe, których dźwigary spoczywają na dwóch podporach i przekrywają tylko rozpiętość pomiędzy dwiema sąsiednimi podporami, nazywamy mostami o belkach rozciętych.

Jeżeli w moście liczba podpór, podpierających belkę, przewyższa dwie — belka dzieli się na kilka rozpiętości, przy tym pomiędzy podporami nie ma przegubów, to takie mosty nazywamy mostami o belkach ciągłych bezprzegubowych zewnętrznie statycznie niewyznaczalnych (fig. 26). Figura ta przedstawia most belkowy o najmniejszym stosunku wysokości belki do jej rozpiętości [ $h = \frac{1}{38.5} l$ ]\*).

Belki ciągle mogą mieć oprócz przegubów łożyskowych także przeguby pomiędzy podporami; otrzymujemy wtedy mosty o belkach ciągłych przegubowych (fig. 31), lub tak zwanych belkach wspornikowych. Te ostatnie mogą być jednowspornikowe (fig. 31a) lub dwuwspornikowe (fig. 32). Tak jedne jak i drugie mogą być zewnętrznie statycznie wyznaczalne (fig. 32), lub statycznie niewyznaczalne (fig. 31a).

\*) La Technique des Travaux Nr. 10 1935 r.

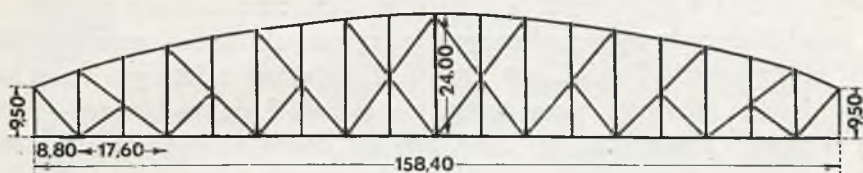


Fig. 27.

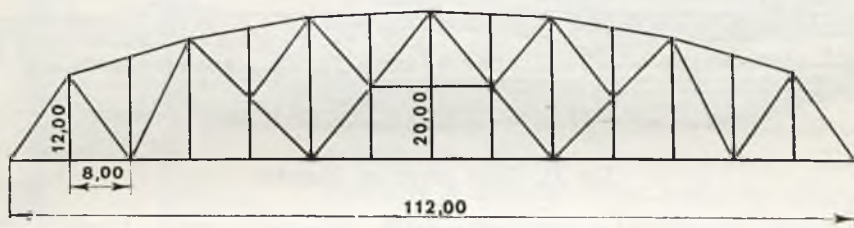


Fig. 27a.

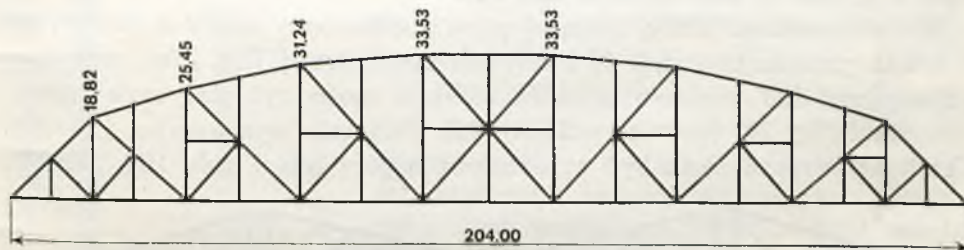


Fig. 28.

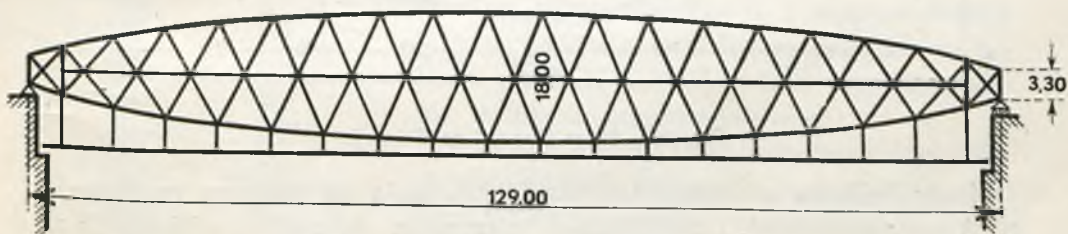


Fig. 29.

Zewnętrzny kształt dźwigarów daje nam możliwość rozróżnić dźwigary o pasach prostych równoległych, lub też o pasie jednym krzywym

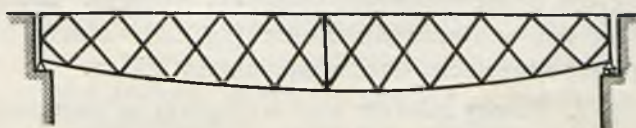


Fig. 30.

a drugim prostym, lub też o obu pasach krzywych, przy tym pasy krzywe mogą być zakreślone według krzywych algebraicznych, lub też według



krzywych kształtu dowolnych wieloboków. Stąd rozróżniamy mosty o belkach parabolicznych, hyperbolicznych (nazywanych inaczej mostami Szwedlera), eliptycznych, Pauli, Loze etc. W dźwigarach o jednym pasie krzywym a drugim prostym, pasy mogą się schodzić na podporze — są to mosty o pasach zbieżnych (fig. 27a), lub też końce dźwigarów zakończone są słupkami — otrzymujemy mosty o dźwigarach z pasami niezbieżnymi (fig. 27).

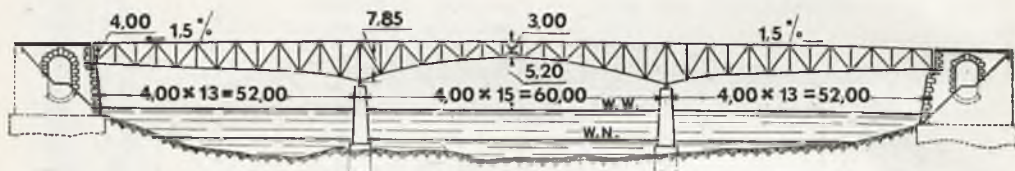


Fig. 31. Most przez rz. Niemen.

O właściwościach belek parabolicznych, hyperbolicznych, Pauli i innych będzie mowa w odpowiednim miejscu.

W zależności od kraty, łączącej pasy, rozróżniamy mosty z dźwigarami o kracie prostokątnej (fig. 27 i 28), lub zastrzałowej (fig. 27a), przy tym pojedynczej lub wielokrotnej. Ta ostatnia może być statycznie niewyznaczalna (fig. 29) (przesztywniona), lub statycznie wyznaczalna (fig. 32). Krata pojedyncza może być wzmocniona u góry lub u dołu (fig. 27, 28).

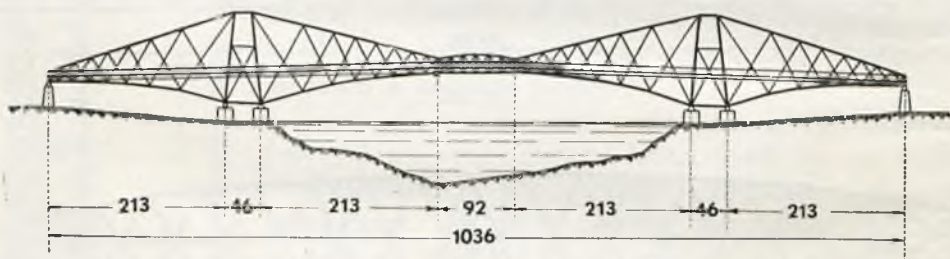


Fig. 31a. Most Fortski w Szkocji.

Mosty belkowe o dźwigarach rozciętych mają ograniczoną rozpiętość, gdyż przy znacznych rozpiętościach otrzymują się ciężkie, niekorzystne. Przy rozpiętościach ponad 75 — 80 m i mostach wieloprzęślowych korzystniej jest stosować belki ciągłe, lub wspornikowe. Największa rozpiętość belek rozciętych osiągnęła wielkość 204 m w moście przez rzekę Missisipi w stanie St. Louis (fig. 28). Mosty wspornikowe mają przęsła o rozpiętościach, dochodzących do 550 m.

**§ 7. Mosty łukowe** pod względem ustroju podparcia dźwigarów na podporach, mogą być: a) bezprzegubowe, b) dwuprzegubowe, c) trójprzegubowe.

a) Mosty bezprzegubowe, jako układy zewnętrzne statycznie, trzykrotnie przesztywnione, wykonywają się najczęściej jako mosty kamienne, lub

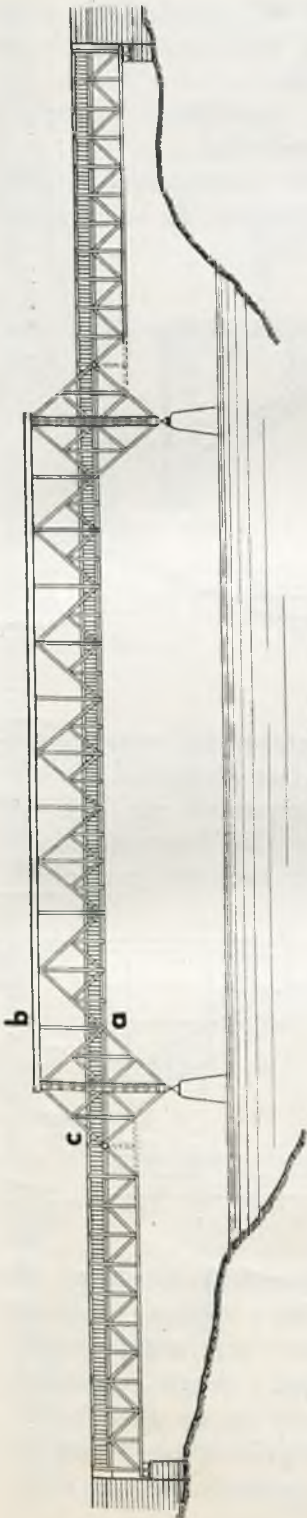


Fig. 32.

betonowe. Wykonane mosty żelienne łukowe bezprzegubowe, lub stalowe (w postaci blachownic), o ile stopy dźwigarów tych nie są dostatecznie zamocowane w podporach, nie mogą być uważane jako mosty bezprzegubowe. Są to raczej mosty o stopach płaskich, ze zmiennym przegubem w zależności od ilości klinów w stopach.

Mosty łukowe bezprzegubowe (fig. 33) są nieco sztywniejsze od łuków dwuprzegubowych, mniej się odkształcają od zmiany temperatury, lecz w łukach płaskich, od zmiany temperatury, otrzymuje się bardzo znaczne naprężenia. Rozpór od temperatury wzrasta znacznie i wskutek tego podpory otrzymują się silniejsze i przeto droższe. Wobec powyższego mosty łukowe bezprzegubowe mogą być mniej korzystne od mostów łukowych dwuprzegubowych.

b) Dwuprzegubowe mosty łukowe (fig. 34) pod względem statycznym są raz statycznie niewyznaczalne i mogą być wykonane z drewna, kamienia, betonu, stalobetonu, lub ze stali. Pod względem ciężaru swego mosty łukowe dwuprzegubowe są nieco lżejsze od mostów bezprzegubowych. Od zmiany temperatury odkształcają się nieco więcej od mostów bezprzegubowych i wpływ zmiany temperatury na naprężenia szczególnie w łukach płaskich jest od 4 do 5 razy mniejszy niż w łukach bezprzegubowych.

c) Mosty łukowe trójprzegubowe dają układy zewnętrznie statycznie wyznaczalne. Odkształcenia od zmiany temperatury są większe niż w łukach dwuprzegubowych, są mniej wrażliwe na nierównomierne osiadanie podpór. Należy je przeto stosować tam, gdzie grunt pod fundamentami podpór w tych mostach wzbudza pewne wątpliwości co do stałości podpór. Mosty łukowe dwuprzegubowe i trójprzegubowe mogą być również wspornikowe (fig. 35 i 36) i ciągłe (fig. 37).

Dźwigary mostów łukowych stalowych mogą być tak o ścianie pełnej, jak również



i kratowe. Charakteryzuje je stosunek strzałki do rozpiętości, która normalnie pozostaje w granicach od  $1/8$  do  $1/12$ , w poszczególnych zaś przypadkach stosunek ten dochodzi do  $1/2,5$  i  $1/17$ .

Mosty łukowe należą do mostów sztywnych. Największa rozpiętość dochodzi do 503,90 m (most Kill van Kull w New-Jorku).

§ 8. Mosty wiszące należą również do mostów rozporowych, nadają się do bardzo dużych rozpiętości i można powiedzieć, że od pewnych

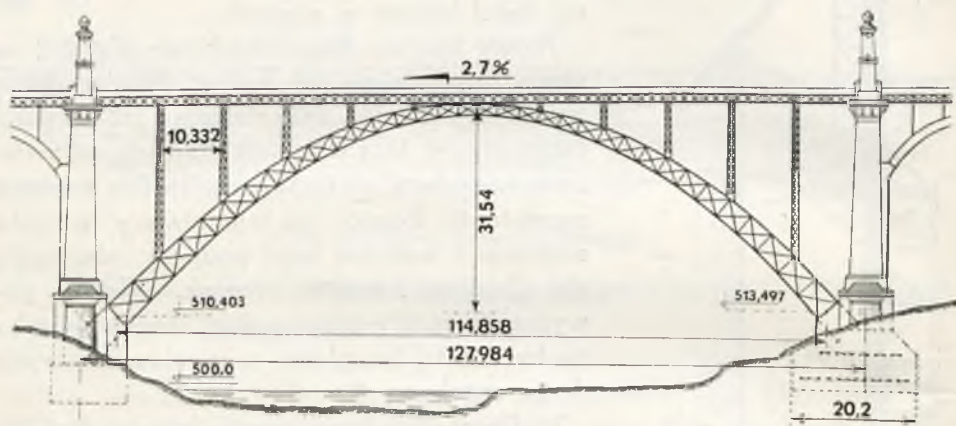


Fig. 33.

rozpiętości są to jedyne układy. Pod względem sztywności mosty te można postawić na ostatnim miejscu. Sztywność ich jest niewielka i w mostach o dużych rozpiętościach, jeżeli ta mała sztywność nie daje się zbyt odczuwać, to wynika to stąd, że ciężar własny mostu kilkakrotnie przewyższa obciążenie ruchome i że obciążenie ruchome, przyjęte do

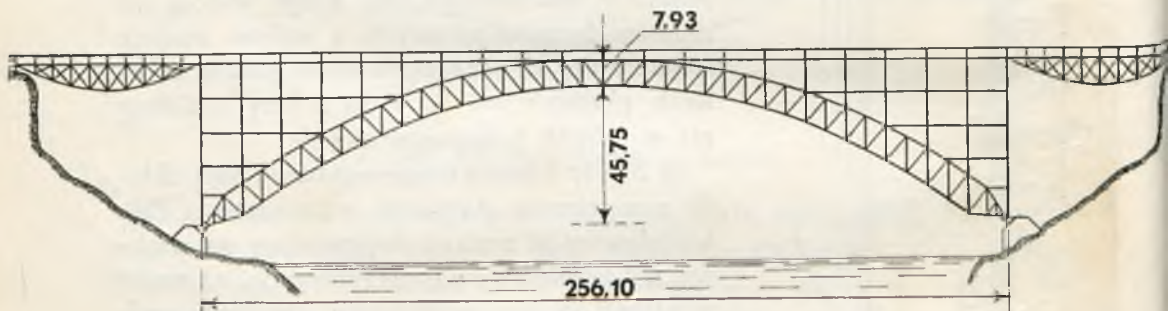


Fig. 34.

obliczenia, rzadko ma miejsce na moście. Do usztywnienia ich stosują się różne środki jako to: łańcuch łączący kratą z belką podłużną, otrzymujemy jakby łuk kratowy odwrócony (fig. 38); dźwigary usztywniające (fig. 39), sztywne łańcuchy (fig. 40), lub też tak jedno jak i drugie razem (fig. 40a). Do zalet mostów wiszących można zaliczyć to, że główne elementy nośne — łańcuchy pracują w mostach wiszących najkorzystniej, bo na rozciąganie i że nadają się w zupełności do montowania bez rusz-



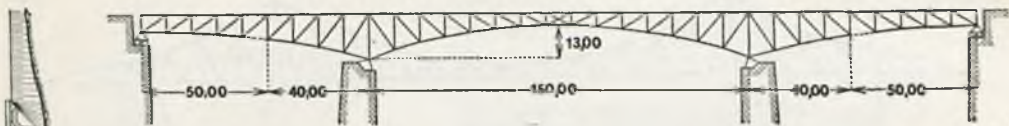


Fig. 35.

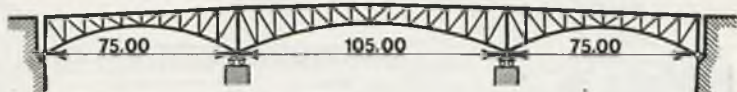


Fig. 37.

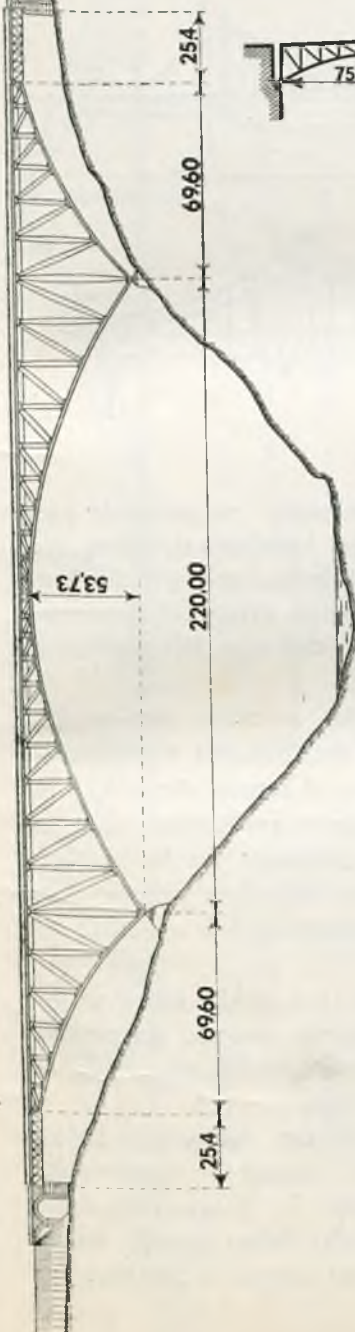


Fig. 36. Viadukt Viaur we Francji.

towań, co bardzo często ma decydujące znaczenie przy ich stosowaniu.

Mówiąc o mostach łukowych i wiszących należy zauważyć, że oba te systemy należą do mostów ładnych. Nadto mosty łukowe kamienne dają budowlie monumentalne, nadające się do dobrego upiększenia pod względem architektonicznym. Jako mosty o znacznym ciężarze własnym w porównaniu z obciążeniami ruchomymi, mosty te mogą służyć na długi przeciąg czasu, gdyż zwiększenie obciążenia ruchomego zazwyczaj niewiele wpływa na zwiększenie naprężeń, a przez to na zmniejszenie współczynnika pewności.

### § 9. Klasyfikacja mostów w zależności od położenia części przejazdowej.

W zależności od położenia części przejazdowej rozróżniamy:

a) mosty z jazdą górną, gdy dźwigary znajdują się pod pomostem (fig. 12),

b) mosty z jazdą dołem, gdy część przejazdowa znajduje się na poziomie zwykłe pasów dolnych dźwigarów (fig. 11, 13),

c) mosty z jazdą pośrodku, gdy część przejazdowa położona jest na takim poziomie względem dźwigarów, że te ostatnie częściowo wystają ponad częścią przejazdową, częściowo zaś znajdują się pod częścią przejazdową (fig. 41),

d) wreszcie mamy mosty, które mają części przejazdowe w dwóch poziomach.



Fig. 38.

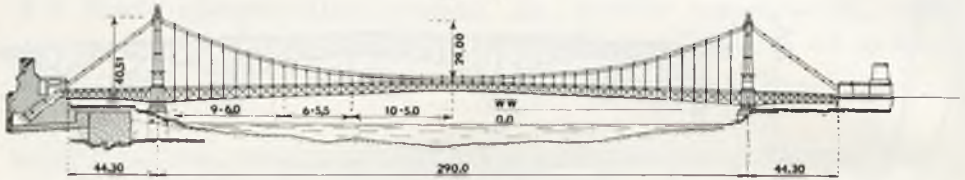


Fig. 39.

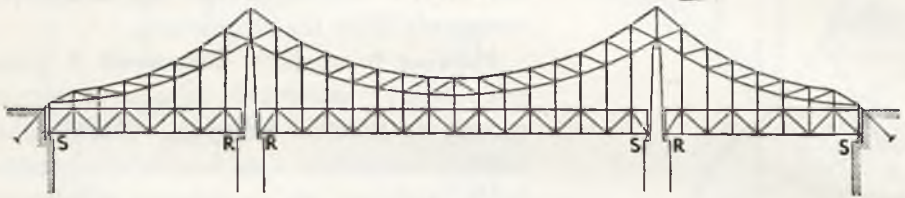


Fig. 40a.

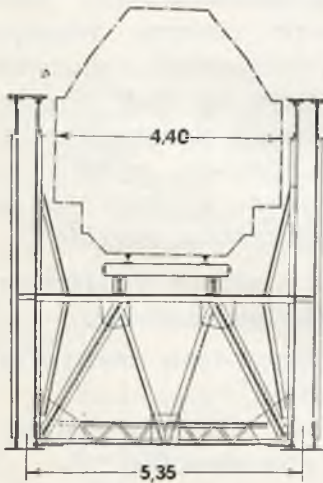


Fig. 41.

w poziomie pasa dolnego i w poziomie pasa górnego jak np. most kolejowo-drogowy według fig. 42, lub też jedną część przejazdową w poziomie pasa dolnego, drugą zaś na pewnej wysokości od pasa dolnego jak pokazano na fig. 43.

#### § 10. Klasyfikacja mostów pod względem ustroju podpór oraz budowy wierzchniej.

Rozróżniamy tutaj: a) mosty stałe, t. j. takie, których ani podpory, ani budowa wierzchnia nie mogą być usuwane; mosty te służą do ruchu po moście stałe bez przerwy, za wyjątkiem chyba uszkodzeń lub w czasie remontu,

b) mosty ruchome, t. j. takie, które w pewnych chwilach dla tej lub innej przyczyny dają się usuwać na pewien czas krótszy lub dłuższy i później znowu są ustawiane lub sprowadzane na dawne miejsce, by spełniać rolę komunikacyjną.

Usuwanie mostu może mieć miejsce np. podczas spływania lodów w rzece; w mostach, których budowa wierzchnia wznosi się niewysoko ponad poziomem wody, most musi być usunięty, by przepuścić statki i t. d. Czasem nie cały most się usuwa, lecz tylko jedno przęsło mostu wieloprzęsłowego. Takie mosty nazywamy mostami stałymi z częścią zwozdowną (fig. 44 a).

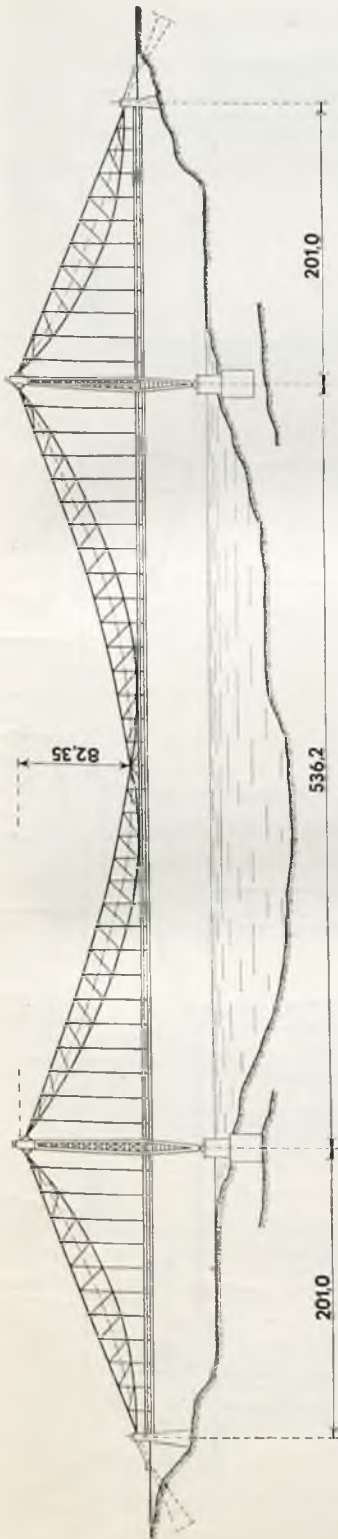


Fig. 40.

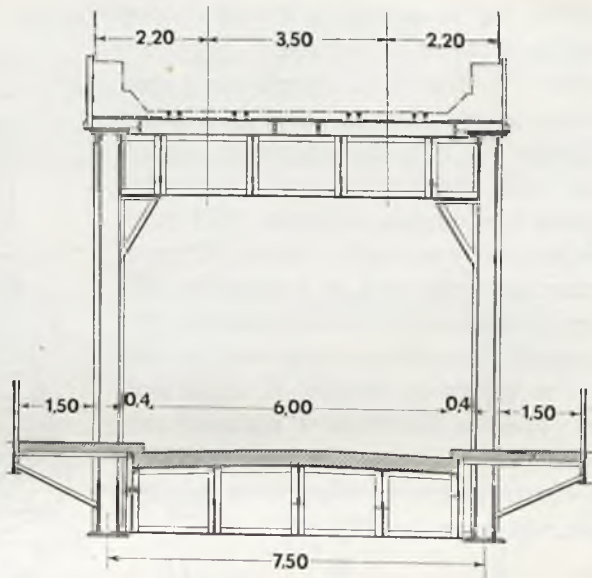


Fig. 42.

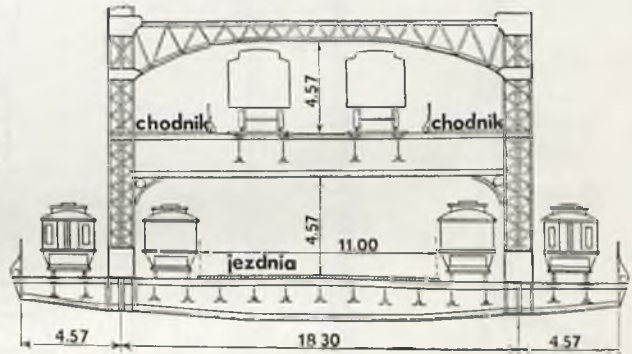


Fig. 43.

Do mostów ruchomych zaliczamy również mosty pontonowe, mosty tratwowe i wreszcie mosty z ruchomymi platformami (fig. 45).

**§ 11. Klasyfikacja mostów ruchomych.**

W zależności od konstrukcji budowy wierzchniej mosty ruchome dzielimy na: 1) mosty ściągane czyli przesuwowe, 2) mosty podnoszone pionowo, 3) mosty obrotowe koło osi pionowej, 4) mosty obrotowe koło osi poziomej — mosty klapowe.

1) Most ściągany pokazany jest schematycznie na (fig. 46). Przesło AB prze-



suwa się w kierunku strzałki, dając wolne przejście pomiędzy przyczółkiem P i filarem E. Innego typu most przesuwany pokazany jest na (fig. 47). Składa się on z dwóch części: z przęsła AB przekrywającego rzekę lub kanał i z części ruchomej MN znajdującej się na brzegu. Część MN przesuwana się w poprzek w położenie MN oznaczone liniami przerywanymi, zaś przęsło AB przesuwane się wzdłuż swej osi w kierunku strzałki B, dając wolne przejście dla statków na całej szerokości.

Przesuw mostu może być ukośny jak pokazano na (fig. 48 a, 48 b).

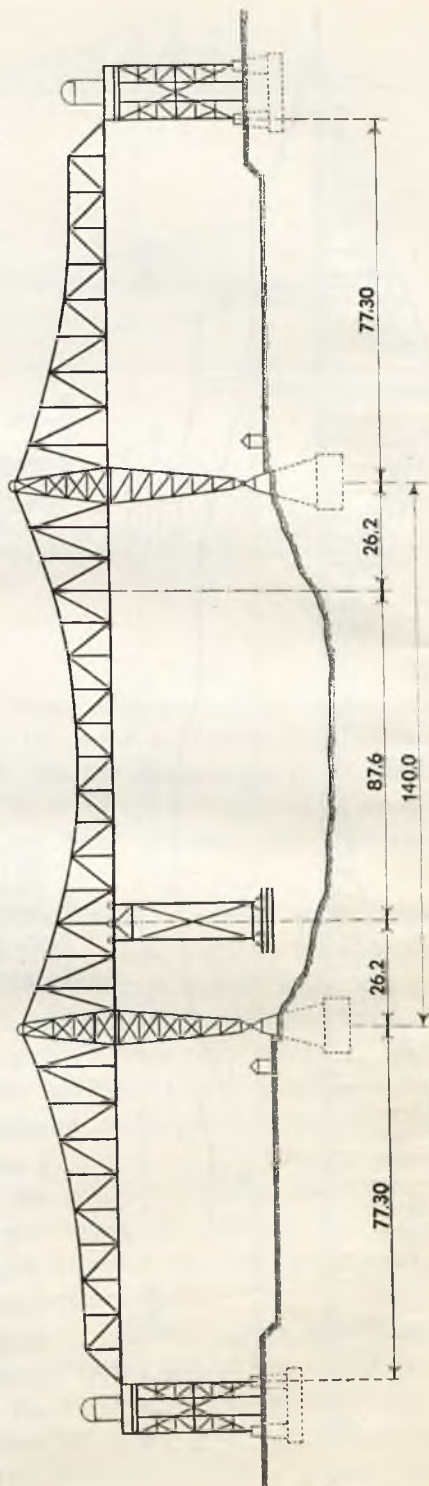
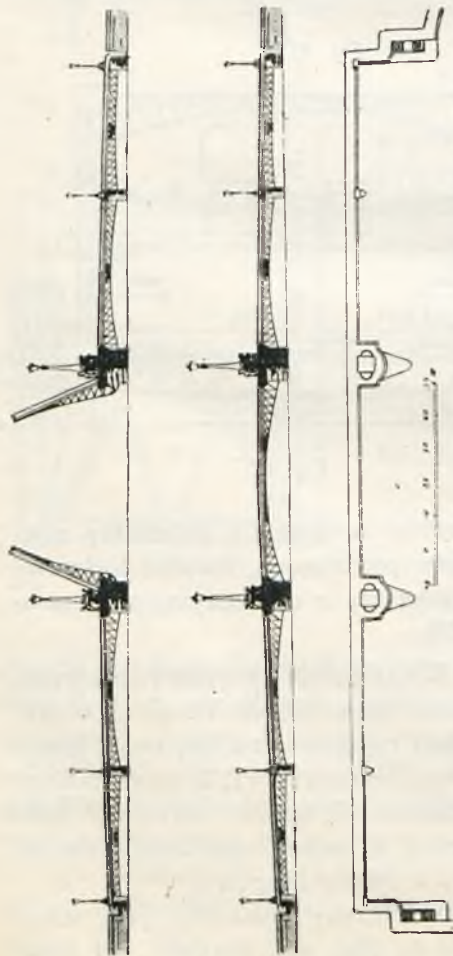


Fig. 45.

§ 12. Mosty podnoszone pionowo są dwóch typów.

a) Podnosi się na niezbędną wysokość całe przęsło (fig. 49). Rozpiętość przęsła 73 m., wysokość podnoszenia 35,25 m.

b) Podnosi się tylko jezdnia, która jest zawieszona na linach do dźwi-garów, znajdujących się na pewnej wysokości, nie krępujących żeglugi (fig. 50).

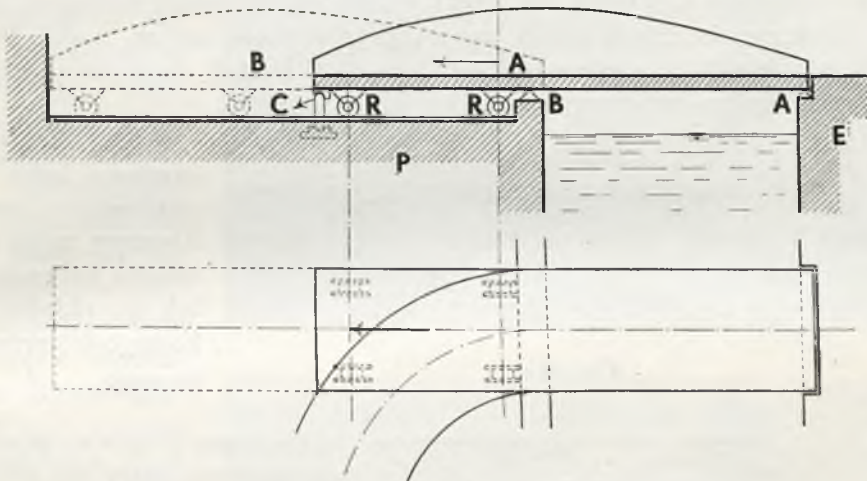


Fig. 46.

c) Mosty obrotowe koło osi pionowej mogą być:

- jednoramienne jednoskrzydłowe (fig. 51),
- jednoramienne dwuskrzydłowe (fig. 52),
- dwuramienne jednoskrzydłowe (fig. 53),
- dwuramienne dwuskrzydłowe (fig. 54).

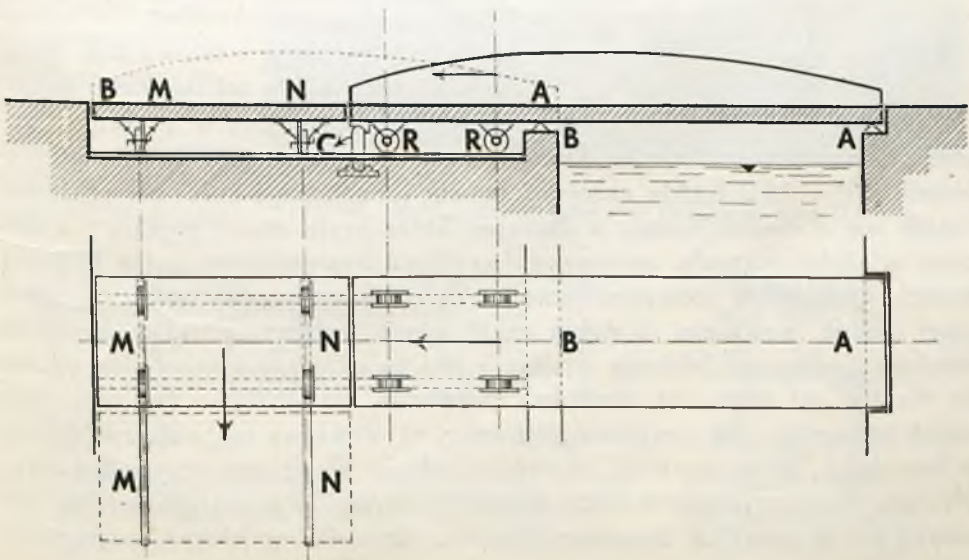


Fig. 47.

Mosty dwuramienne mogą być symetryczne (fig. 53), lub niesymetryczne (fig. 54) (połowa mostu). Wszystkie powyższe typy mostów obrotowych koło osi pionowej mogą mieć ośrzeczywistą, na której most spoczywa całym swym ciężarem jako na osi czopowej, na której się obraca (fig. 55a i b), lub też cały ciężar mostu spoczywa na całym szeregu wałków, po których się toczy, oś zaś obrotowa służy tylko do utrzymania mostu w należyтым położeniu (fig. 56). Czasami ciężar części obrotowej mostu oddaje się częściowo na oś czopową, częściowo zaś na wałki. Przęsła obrotowe powinny być zrównoważone, t. j. środek ciężkości powinien znajdować się na osi obrotu (fig. 55a, b, fig. 56).

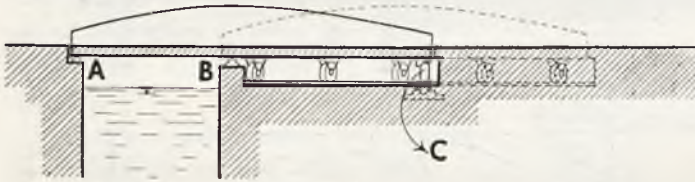


Fig. 48 a.

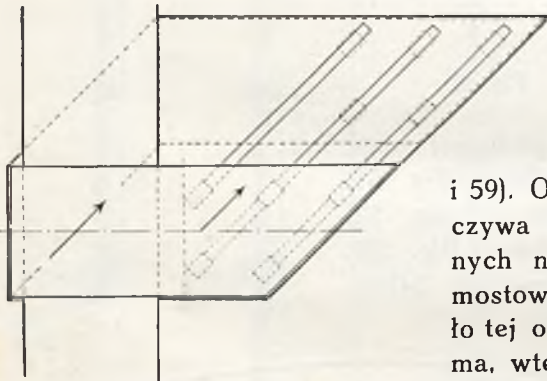


Fig. 48 b.

§ 13. Mosty obrotowe koło osi poziomej — mosty kłapowe mogą być układu belkowego, lub też układu łukowego-trójprzęgubowego.

Pierwsze z nich mogą mieć oś obrotową stałą lub też ruchomą i mogą być tak jednoskrzydłowe (fig. 57) jak również i dwuskrzydłowe (fig. 58 i 59). Oś stała tych mostów zwykle spoczywa na łożyskach stałych ustawionych na podporach mostu i skrzydła mostowe mają tylko ruch obrotowy koło tej osi. Jeżeli oś obrotowa jest ruchoma, wtedy skrzydła mostowe mają tylko ruch obrotowy koło tej osi, która jednocześnie przesuwa się w kierunku poziomy

wzdłuż osi mostu. Kąt obrotu tych mostów jest zwykle w granicach  $65^{\circ}$  —  $75^{\circ}$ . Każde skrzydło mostu obrotowego koło osi poziomej składa się z dwóch części: z dłuższej, która kryje otwór mostowy i stanowi właściwe przęsło, nazywane skrzydłem rozpiętościowym i z krótszej części, która służy jako przeciwwaga. Tę część nazywamy ogonem. Jeżeli most ma oś ruchomą, to dolna część ogona wykonywa się w kształcie wycinka kołowego, którego środkiem jest ta oś. Przy toczeniu się wycinka wzdłuż osi mostu oś obrotowa przesuwa się poziomo (fig. 60). Zamiast toczącego się wycinka kołowego, oś obrotowa może się znajdować w łożyskach, które się mogą toczyć na kołach. W drugim przypadku zwykle ma miejsce najpierw ruch obrotowy skrzydeł, a następnie ruch postępowy. W mostach dwuskrzydłowych, skrzydła w kluczu muszą być



tak łączone ze sobą, aby mogły oddawać jedno drugiemu siły poprzeczne.

Mosty jedno-skrzydłowe w stanie zamkniętym traktujemy jako belki ciągłe dwuprzęsłowe, zaś mosty dwuskrzydłowe, jako belki ciągłe trójprzęsłowe z połączeniem przegibno-przesuwnym w przęśle środkowym. Skrajne podpory tych mostów muszą mieć łożyska tak dodatnie, jak również i ujemne. Skrzydła muszą być zrównoważone, zatem środek ciężkości powinien przechodzić przez oś obrotową. W stanie zamkniętym oś obrotowa nie powinna pracować.

Mosty łukowe obrotowe koło osi poziomej mają osie



Fig. 49. Most przez rz. Rethę w Hamburgu rozp. 73 m.

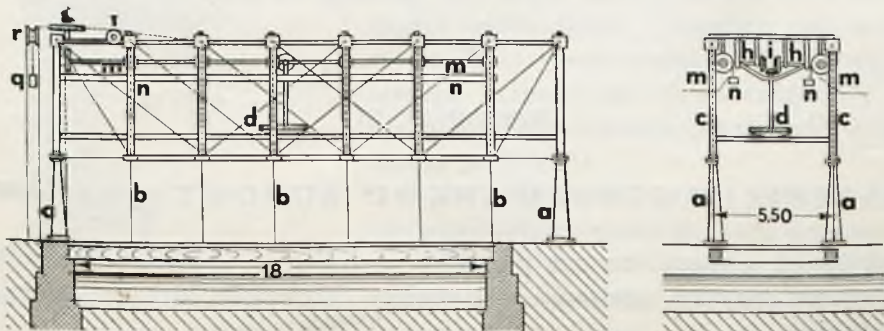


Fig. 50.

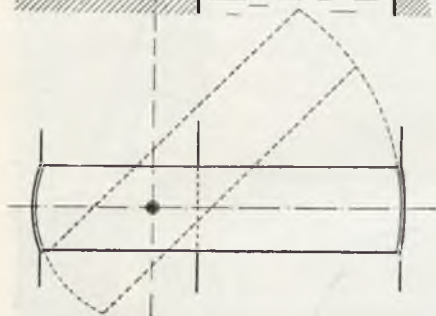
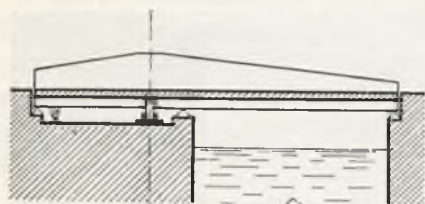


Fig. 51.

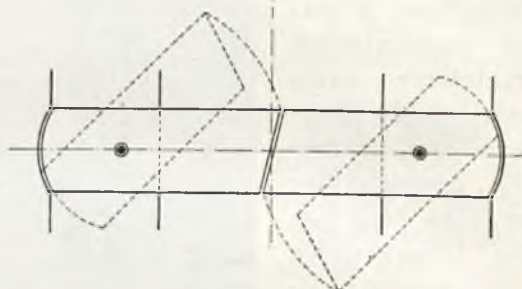
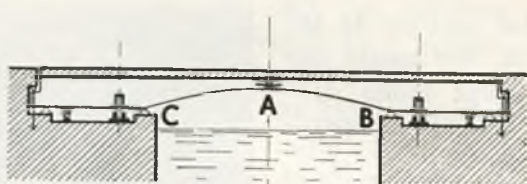


Fig. 52.

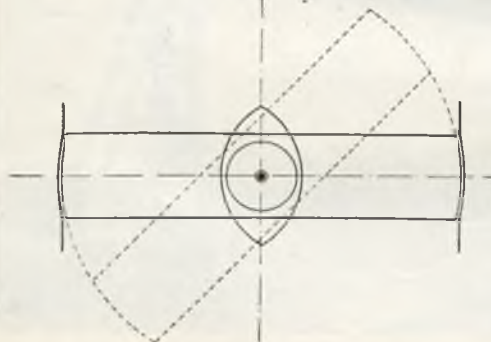
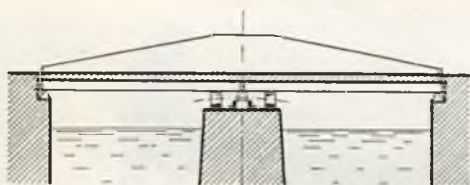


Fig. 53.

obrotowe stałe, na których spoczywają tylko podczas podnoszenia mostu. Gdy most jest zamknięty, oś obrotowa schodzi ze swych łożysk  $\mathbb{L}$  i wtedy każde skrzydło wspiera się na przegub stopowy  $S$  i przegub kluczowy  $K$ . Ogon jest zupełnie wolny i podtrzymuje beleczkę  $b$ , łączącą część stałą mostu z częścią ruchomą (fig. 61). Mosty łukowe szczególnie większych rozpiętości okazują się znacznie ekonomiczniejsze od mostów belkowych. Przęsło środkowe mostu pałacowego w Leningradzie jest układu łukowego trójprzegubowego (fig. 44 a, b).

### ROZDZIAŁ III.

#### MATERIAŁY STOSOWANE DO BUDOWY MOSTÓW.

Jak to już wskazaliśmy na początku w dziale o klasyfikacji mostów, do budowy mostów używamy następujące materiały: drzewo, kamień, stal, żeliwo.



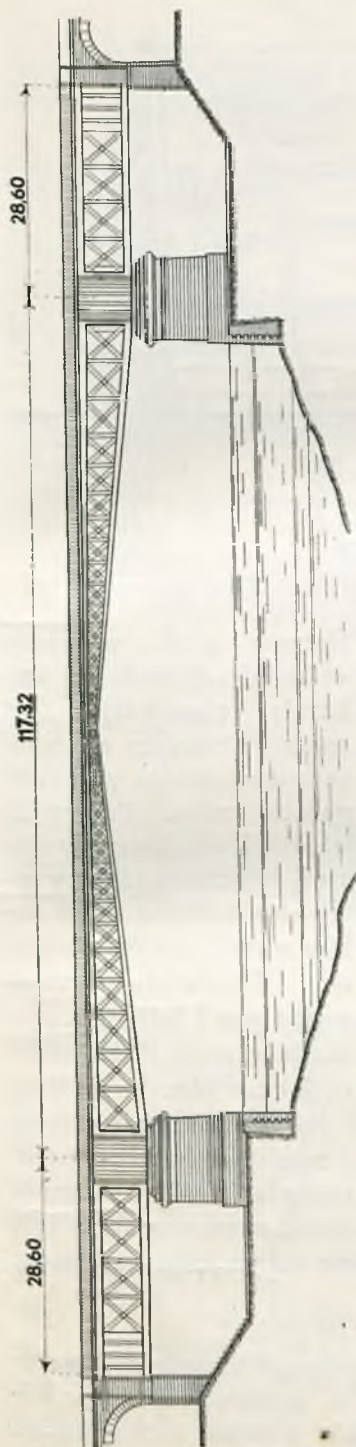


Fig. 54.

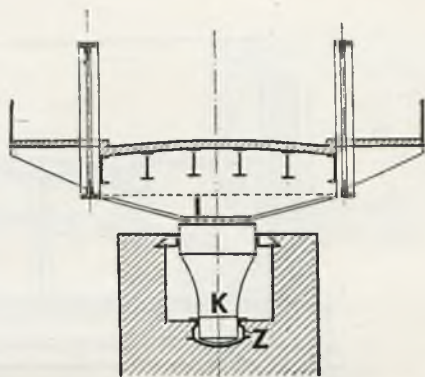


Fig. 55 a.

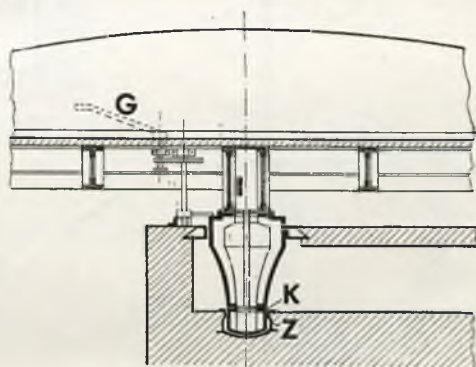


Fig. 55 b.

**§ 14. Drzewo.** Do budowy mostów używamy z drzew liściastych dąb i buk i rzadziej olchę, z drzew iglastych sosnę, jodłę, świerk i modrzew. Ponieważ dąb należy do drzew droższych stosunkowo i przy tym nie rośnie prosto i ma dużo sęków, przeto stosuje się tylko do niektórych niewielkich części mostu, gdzie wymagana jest znacznie większa wytrzymałość, niż takową posiadają drzewa iglaste, szczególnie na zgniatanie bezpośrednie, prostopadłe do kierunku włókien.

O ile do budowy wogóle powinno być używane tylko drzewo dobrego gatunku, to do budowy mostów gatunek drzewa powinien być bezwzględnie jaknajlepszy. Wytrzymałość oraz trwałość drzewa w dużej mierze zależne są od pory roku, w której drzewo jest ścięte.



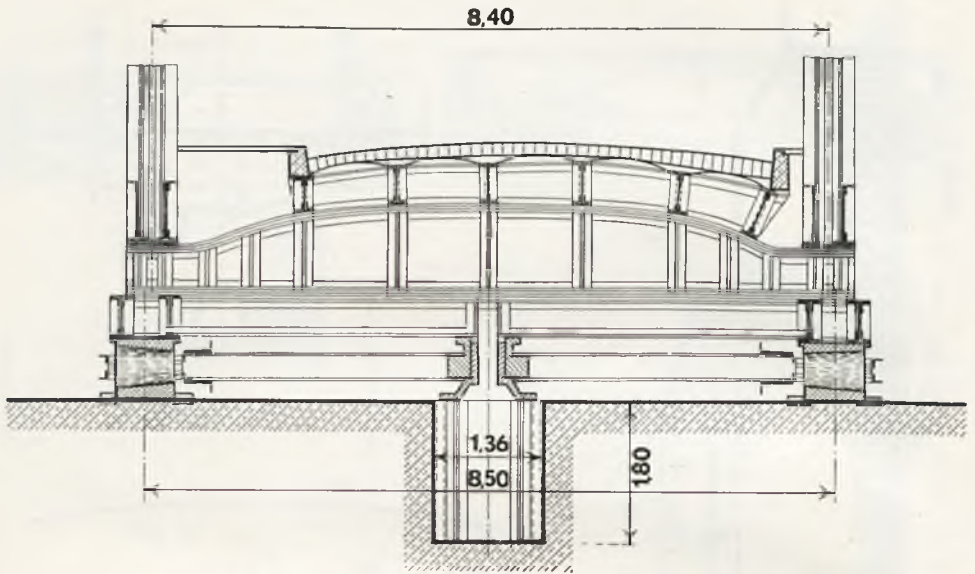


Fig. 56.

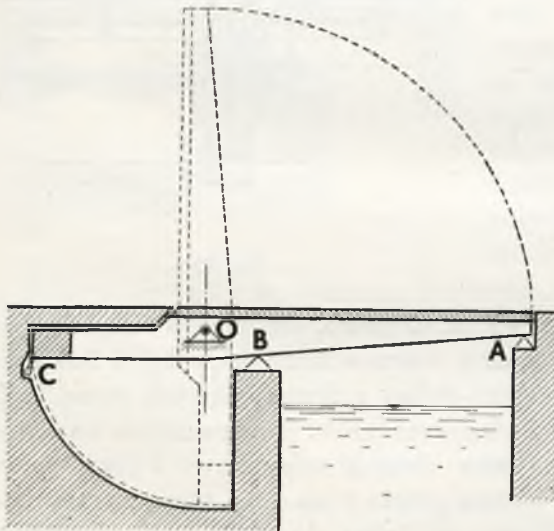


Fig. 57.

Drzewo ścięte w zimie w grudniu, styczniu, jak wykazały obserwacje, jest znacznie trwalsze od drzewa spuszczonego w innych porach roku. Przyczyna większej trwałości wynika stąd, że drzewo ścięte w zimie, ma mniej w sobie soków zdolnych do fermentacji. Wprawdzie drzewo w styczniu i lutym ma prawie taką samą ilość wilgoci, lecz wilgoć w styczniu i lutym składa się prawie z czystej wody, gdy tymczasem w lecie wilgoć ta oprócz wody, zawiera w sobie cały

szereg innych substancji, które po ścięciu drzewa fermentują, powodując szybsze gnicie.

Jakość drzewa zależy od wielu przyczyn:

a) Drzewo, które rośnie powoli, ma zwykle warstwy drobniejsze i twardsze od drzewa, które rośnie szybciej. Dlatego też drzewo rosnące w klimacie zimnym, na północy, jest trwalsze i posiada większą wytrzymałość od drzewa rosnącego w klimacie ciepłym na południu.

b) Od gatunku gleby, na której rośnie drzewo.

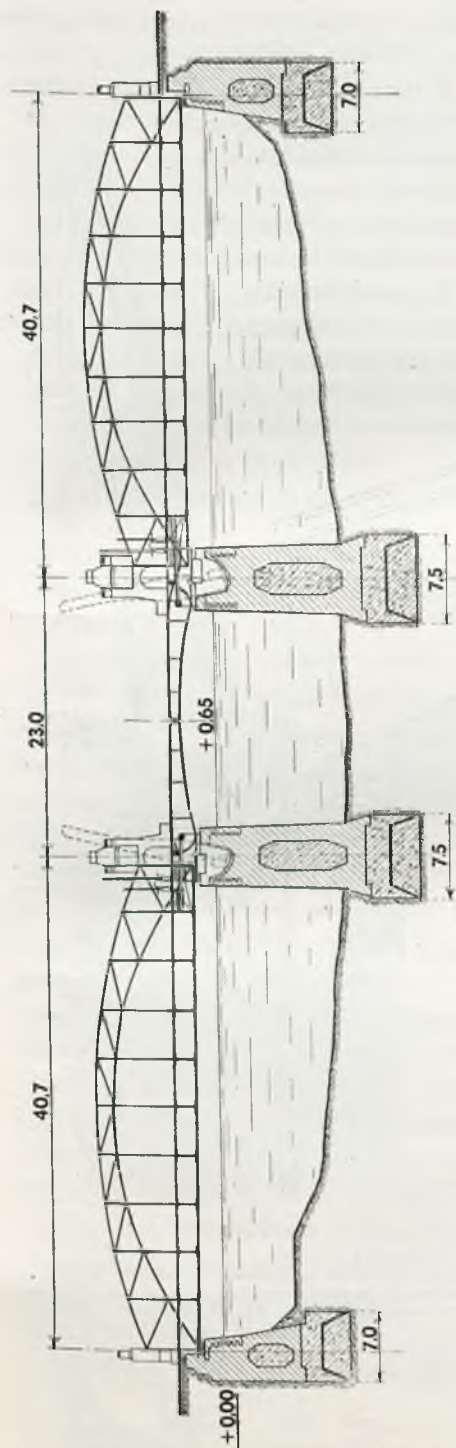


Fig. 59.

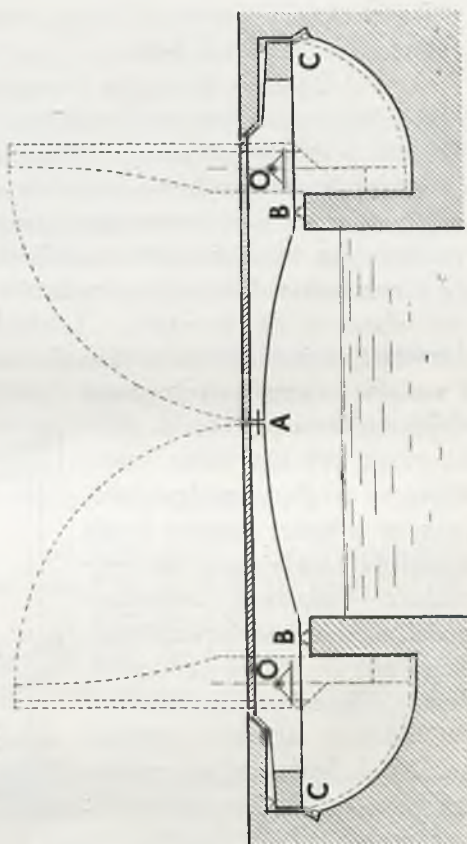


Fig. 58.

Najlepsze drzewo otrzymuje się z lasów, rosnących na gruntach piaszczystych lub piaszczysto-gliniastych. Drzewo, które rośnie na gruntach mokrych, błotnistych, jest zazwyczaj słabe i do budowli nie powinno być używane.

c) Od wieku drzewa.

Najlepsze drzewo do budowy otrzymuje się z dębów w wieku od 60 — 200 lat, zaś z drzew iglastych w wieku od 70 — 100 lat.

d) Wreszcie drzewo z lasów o drzewostanie zwartym jest lepsze od drzewa rosnącego rzadko. Pierwsze mają rdzeń pośrodku i twardość jednakową w jednakowych odstępach, drugie zaś mają przekrój nieregularny, rdzeń nie leży pośrodku.



Do wad, z powodu których drzewo nie powinno być używane do mostów, należy zaliczyć:

a) Pęknięcia w kierunku promieni od rdzenia ku biele. Pęknięcia takie otrzymują się zazwyczaj wskutek szybkiego suszenia drzewa, a także od mrozu. Przy słonecznej pogodzie i wietrze drzewo szybciej wydziela swe soki z zewnętrznej powierzchni niż ze środka, przy tym skurcz drzewa w kierunku obwodu jest znacznie większy niż w kierunku promienia: w kierunku promienia do 5<sup>0</sup>/<sub>0</sub>, w kierunku zaś obwodu do 8—10<sup>0</sup>/<sub>0</sub>. Tak niejednakowy skurcz drzewa i niejednakowe usychanie warstw zewnętrznych i warstw wewnętrznych powoduje znaczne pęknięcia, które mogą być nie tylko szkodliwe ze względu na trwałość, lecz w równej mierze mogą znacznie zmniejszać wytrzymałość — moment bezwładności, moment wytrzymałości. Trwałość się zmniejsza, gdyż do szczelin od pęknięć dostaje się woda i drzewo zaczyna gnić. Pęknięcia zaś np. poziome mogą zmniejszyć wskaźnik wytrzymałości dwukrotnie.

b) Pęknięcia pomiędzy słojami drzewa — rozwarstwienie drzewa — otrzymują się przeważnie wskutek nadmiernego uginania się drzewa pod działaniem wiatrów. Drzewo takie traci na swej wytrzymałości w szczególności przy zginaniu.

c) Słoje krzywe lub skręcone. Drzewo o słojach krzywych lub skręconych jest znacznie osłabione, bardzo traci na

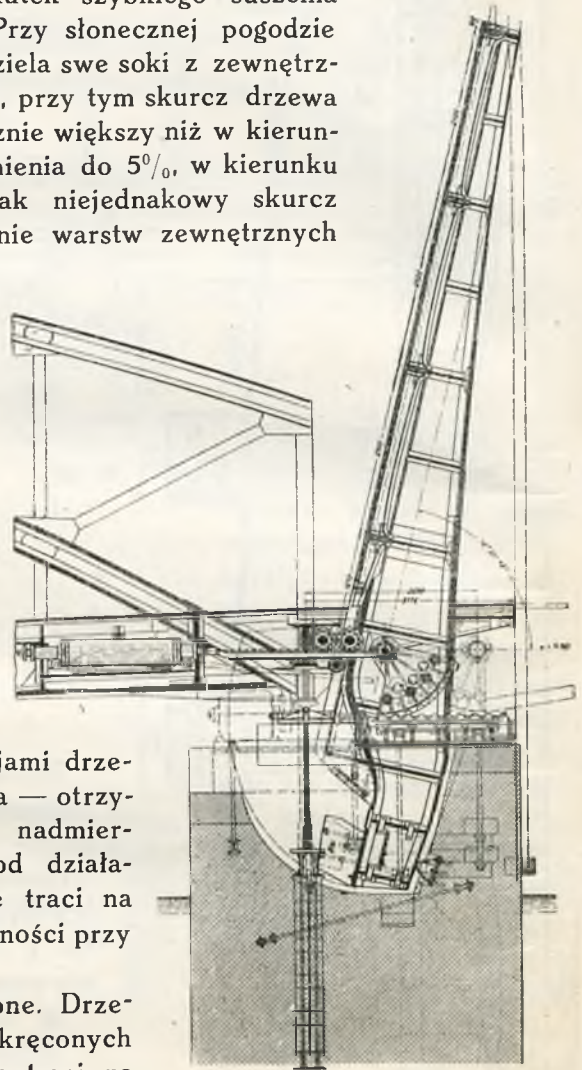


Fig. 60.

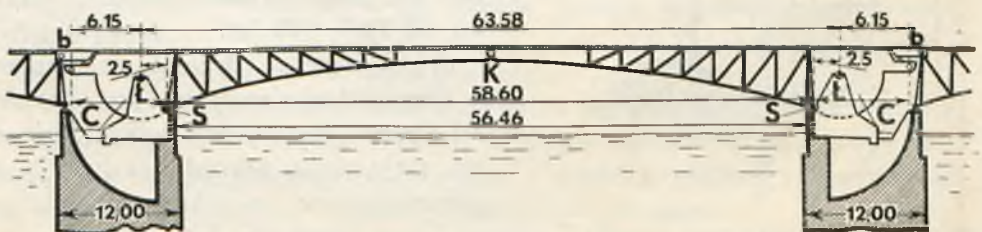


Fig. 61.



wytrzymałości, szczególnie przy zginaniu. Przy obróbce słoje takich drzew są zwykle poprzecinane wskutek czego wytrzymałość drzewa na ściskanie i rozciąganie maleje.

d) Pewne nienormalności w rozwoju drzewa, jako to: podwójna biel, która występuje w drzewie zamiast drewna i jest znacznie słabsza i więcej miękka od drewna, a przeto drzewo takie znacznie traci na swej wytrzymałości.

e) Sęki szczególnie większych rozmiarów zmniejszają wytrzymałość drzewa przy zginaniu i rozciąganiu. Nadto łatwo zaczynają gnić, powodując przez to dalsze gnicie drzewa i utrudniają obróbkę drzewa. Sęki brunatne wskazują, że drzewo już zaczęło gnić.

Wogóle drzewo do mostów powinno być proste, niesękate, bez zagnicia, o słojach drobnych, zwartych i twardych.

Średnica drzewa iglastego zmienia się od 0,6% do 0,9%, zaś liściastego od 0,3% do 0,5% na długości.

Ciężar gatunkowy drzewa może być przyjęty następujący:

Drzewo iglaste suche . . . . .	od 0,46 do 0,75 — średnio 0,60
Drzewo iglaste mokre świeżo ścięte	od 0,70 do 1,20 — średnio 0,90
Drzewo dębowe suche . . . . .	od 0,63 do 0,92 — średnio 0,80
Drzewo dębowe mokre świeżo ścięte	od 0,90 do 1,20 — średnio 1,00

Przy obliczaniu mostów można przyjmować średnio ciężar drzewa iglastego 0,80.

**§ 15. Wytrzymałość drzewa.** Wytrzymałość zależy od jakości drzewa, od pory roku, w którym drzewo zostało ścięte, od stopnia jego suchości. Drzewa iglaste ścięte w zimie, wykazują wytrzymałość, według Bauschingera, o 20% większą od drzewa ściętego w lecie. Obniżenie wilgoci w drzewie do 10% zwiększa wytrzymałość w porównaniu do drzewa zawierającego znacznie więcej wilgoci. Tak np. Bauschinger otrzymał dla pewnego gatunku drzewa o wilgoci koło 29% wytrzymałość na ściskanie 294 kg/cm<sup>2</sup>, przy 8% wilgoci 884 kg/cm<sup>2</sup>. Dalsze sztuczne obniżanie wilgoci pociąga za sobą pewne zmniejszenie wytrzymałości.

Przeprowadzone b. liczne doświadczenia przez Morina, Rondeleta, Bauschingera, Tetmajera i ostatnio w naszych laboratoriach wytrzymałości przy Politechnikach i przy Instytucie Badań Inżynierii M. S. Wojsk. wykazały, że wytrzymałość drzewa leży w dość znacznych granicach.

Dla drzewa dobrego wysuszonego na powietrzu możemy przyjąć następujące wielkości wytrzymałości granicznych, podane w tabeli na str. 36.

Współczynnik sprężystości E na rozciąganie jest nieco większy od współczynnika sprężystości na ściskanie. Dla wyżej wykazanych drzew współczynnik sprężystości może być przyjmowany średnio:

Dla dębu . . . . .	113000 kg/cm <sup>2</sup>
„ sosny . . . . .	120000 „
„ jodły . . . . .	113000 „

Dla świerka . . . . . 120000 kg/cm<sup>2</sup>  
 „ modrzewia . . . . . 130000 „

Można zatem przyjąć średnio ten współczynnik dla drzewa iglastego  $E = 120000 \text{ kg/cm}^2$  i dla drzewa dębowego  $E = 113000 \text{ kg/cm}^2$ .

Gatunek drzewa	Wytrzymałość kg/cm <sup>2</sup>			Wytrzymałość na ścinanie kg/cm <sup>2</sup>		Granica sprężystości S kg/cm <sup>2</sup>
	na rozciąganie $R_r$	na ściskanie $R_c$	na zginanie $R_g$	równoległe do włókien	prostopadłe do włókien	
Dąb . . . . .	700—1000	350—450	620	75	270	na rozciąganie $S = 0,6 R_r$ na ściskanie $S = 0,4 R_c$ na zginanie $S = 0,5 R_g$
Sosna . . . . .	720—970	230—320	500	61	210	
Jodła . . . . .	550—800	280—350	600	63	273	
Świerk . . . . .	600—750	280—440	560	67	219	
Modrzew . . . . .	710—960	330—500	600	72	247	

Ponieważ współczynnik sprężystości  $E$  jest różny na ściskanie i rozciąganie, przeto naprężenia przy zginaniu nie będą się zmieniać według linii prostej i oś obojętna w przekroju prostokątnym leży nie pośrodku przekroju, lecz nieco bliżej do części rozciąganej.

Dla drzewa wysuszonego na powietrzu można przyjąć następujące liczby dla średniej granicznej wytrzymałości:

Wytrzymałość na	Drewno iglaste kg/cm <sup>2</sup>	Dębina kg/cm <sup>2</sup>
Rozciąganie . . . . .	730	920
Ściskanie . . . . .	330	400
Zginanie . . . . .	550	620
Ścinanie równoległe do włókien . . . . .	65	75
Ścinanie prostopadłe do włókien . . . . .	230	270
Rozciąganie prostopadłe do włókien . . . . .	125	150
Ściskanie prostopadłe do włókien . . . . .	40—70	120—150

§ 16. Czynniki wpływające na wyznaczenie naprężeń dopuszczalnych. Dopuszczalne naprężenia materiałów, które używamy do budowy mostów, zależą przede wszystkim od właściwości wytrzymałościowych danego materiału, od jego granicy sprężystości. Naprężenia w elementach mostowych nie powinny przekraczać tej granicy.

Stąd wynika, że naprężenia dopuszczalne zależą też i od sposobu przeprowadzenia obliczeń danej konstrukcji mostowej. Im zastosowane metody obliczenia będą ścisłejsze, im będzie uwzględnione więcej czynników, które mają wpływ na naprężenia w elementach, tym dopuszczalne naprężenia mogą być przyjęte większe. Gdybyśmy przyjęli w obliczeniach wszelkie możliwe naprężenia, jakie powstają w danej konstrukcji od wszystkich sił zewnętrznych i wewnętrznych, to naprężenia dopuszczalne moglibyśmy podnieść nawet do granicy sprężystości. Również i wielkość obciążenia ruchomego przyjmowanego do obliczenia wpływa na dopuszczalne naprężenia materiału mostu, szczególnie jeżeli most jest budowany z materiału trwałego i ma służyć na długi okres czasu. Im to obciążenie jest przyjęte z większym zapasem, tym większa jest gwarancja, że z czasem przy zwiększaniu obciążeń ruchomych naprężenia w elementach mostu nie osiągną zbyt dużych naprężeń i most będzie mógł spełniać swą służbę nadal, przeto i naprężenia dopuszczalne mogą być większe. Obliczając konstrukcje mostowe i siły powstające w częściach tej konstrukcji od obciążenia ruchomego, przyjmujemy, że obciążenie to jest jakby nieruchome i przeto siły w poszczególnych częściach mostu otrzymujemy jakby od obciążenia statycznego. Wpływu ruchu i wszelkich uderzeń, jakie mają miejsce przy tym ruchu, nie uwzględniamy. Ruch obciążenia wywiera wpływ na elementy mostu, zwiększając siły w tych elementach w porównaniu z obciążeniem statycznym.

Zagadnienie wielkości wpływu obciążenia ruchomego na dźwigary mostowe teoretycznie nie jest dotychczas w zupełności rozwiązane. Mamy tylko zbadane poszczególne przypadki. Jeżeli będziemy mieć na uwadze mosty kolejowe, bo w tych mostach wpływ dynamiczny obciążenia ruchomego najwięcej się przejawia, to badania nad ugięciem dźwigarów mostowych wykazały, że przy zupełnie prawidłowym i gładkim torze, bez styków szyn, przy zupełnie prawidłowych obręczach kół parowozu i taboru pociągu oraz przy doskonałym zrównoważeniu kół napędnych parowozu wpływ szybkości obciążenia jest bardzo nieznaczny w porównaniu z obciążeniem statycznym. Doświadczenia poniekąd są w zgodzie z teoretycznymi wywodami, otrzymanymi przez Stokesa. Jednakże wyżej wskazane doskonałości tak w torze kolejowym, jak również i w taborze pociągów rzadko mają miejsce i dlatego też doświadczenia wykazują, że szybkość ruchu obciążenia po moście ma swój wpływ na ugięcie dźwigarów, a zatem i na wzrost naprężeń w elementach dźwigarów i innych części mostu.

Badania przeprowadzone w Stanach Zjednoczonych Ameryki Północnej przez inżynierów Robinsona, Turneaura, Greinera i najobszerniejsze przez American Railway Engineering and Maintenance of Way Association nad wielu mostami kratowymi o rozpiętościach od 18 do 150 m. przy różnych szybkościach, dochodzących do 96,5 kilometrów na godzinę, wykazały, że największy czynnik, który wpływa na zwiększenie naprężeń



w dźwigarach mostowych przy pewnych szybkościach pociągu, to są nierównoważone korbowody kół napędnych parowozu. Inne zaś czynniki, jako to nierówności toru, ugięcia belek, spłaszczenia obręczy kół, nieosiowe obsadzenie kół na osiach, styki szyn i szybkość pociągu odgrywają rolę drugorzędną. Wpływ pierwszego czynnika wyraża się około 80% całkowitego wpływu wszystkich czynników razem wziętych. Ponieważ nierównoważone korbowody kół napędnych powodują największe jakby uderzenia na części mostowe, przeto szybkość przebiegu pociągu po moście musi odgrywać poważną rolę na wzrost naprężeń w elementach mostu. Każde przęśło mostowe przy przechodzeniu pociągu oprócz ugięcia jakby od obciążenia statycznego jeszcze ma pewne drgania, wykonywa ruchy harmoniczne z przynależnym każdemu przęśłu mostowemu okresem tych drgań. Otóż jeżeli szybkość pociągu będzie taka, że okres obrotu kół napędnych parowozu będzie taki sam, jak okres drgań przęśła, wtedy otrzymuje się synchronizacja ruchów, zjawisko rezonansu i największy wpływ dynamiczny. Dla każdego przęśła mostu jest swoja szybkość — szybkość krytyczna, najniebezpieczniejsza dla mostu. Szczególniej niebezpieczeństwo to wyjawia się dla mostów mało sztywnych np. mostów wiszących, które przy pewnych miarowych uderzeniach od obciążenia ruchomego załamywały się. Dla tych też przyczyn wojsko, przechodzące przez most, powinno otrzymywać rozkaz przechodzenia krokiem dowolnym i nie miarowym w takt.

W zależności od rozpiętości mostów oraz od stosunku obciążenia stałego do obciążenia ruchomego wpływ dynamiczny może się wyrażać w wysokości od 18 do 60%. Im rozpiętość jest mniejsza, a zatem ciężar własny mostu jest mniejszy w porównaniu do obciążenia ruchomego, tym wpływ dynamiczny obciążenia jest większy i odwrotnie. Dla mostów o znacznych rozpiętościach, które mają ciężar własny b. znaczny, wpływ dynamiczny obciążenia ruchomego jest niewielki. Z tych też przyczyn mosty kamienne, jako mosty, których ciężar własny zwykle kilkakrotnie przewyższa obciążenie ruchome, są mało wrażliwe na wpływ dynamiczny obciążenia ruchomego. Naprężenia w tych mostach od ciężaru własnego grają w nich rolę decydującą i dlatego też zwiększenie obciążeń ruchomych często nie ma dla nich znaczenia.

Wprowadzenie wpływu dynamicznego przy obliczaniu mostu i jego wielkości na siły, powstające w różnych elementach mostu, nie daje się wyznaczyć na podstawie uzasadnionych dociekań teoretycznych i dlatego też mamy b. dużo wzorów przeważnie empirycznych, które dają pewne współczynniki, przez które mnożąc siły otrzymane z obciążeń statycznych, otrzymujemy siły z uwzględnieniem wpływu dynamicznego.

U nas przyjęto wzór, w którym współczynnik dynamiczny zależny jest od długości linii wpływowej  $\lambda$ , na której trzeba ustawić najniekorzystniej

obciążenie ruchome, by otrzymać największą siłę w danym elemencie konstrukcji mostu.

Wzór ten ma następującą postać:

$$1 + \frac{0,625}{1 + 0,02 \lambda} = 1 + \alpha.$$

Ze wzoru tego wynika, że im długość obciążenia odcinka linii wpływu jest mniejsza, tym współczynnik jest większy. Ponieważ przy danej szybkości posuwania się na most obciążenia ruchomego elementy mostu, które do otrzymania największej siły mają krótszy odcinek linii wpływowej, przeto dla tych elementów wzrost siły od zera do największej siły otrzymuje się w krótszym przeciągu czasu niż dla elementów z dłuższymi odcinkami linii wpływu. Szybkość wzrostu sił w danych elementach konstrukcji niezawodnie wpływa na wzrost siły, gdyż wiadomym jest, że siła zaczepiona raptownie może wywołać dwa razy większe naprężenia w danym przecie, niż ta sama siła, działająca stopniowo, zwiększając się od zera do swego krańcowego największego znaczenia.

Następny czynnik, który powinien wpływać na dopuszczalne naprężenia, to są warunki techniczne tak wykonania, jak również przyjmowania konstrukcji mostowej. Dokładność wykonania oczywiście wpływa na naprężenia w elementach i im wykonanie jest dokładniejsze, tym większa jest rękojmia, że w częściach mostu nie powstaną jakiegokolwiek dodatkowe naprężenia nie objęte obliczeniami, tym więcej, że tego rodzaju wpływy nawet nie dadzą się często ująć rachunkowo. Przeto, jeżeli nie mamy gwarancji dokładnego wykonania konstrukcji mostu, to rozsądna ostrożność zawsze zaleci nam zmniejszyć dopuszczalne naprężenia i odwrotnie.

**§ 17. Dopuszczalne naprężenia dla drzewa.** Ponieważ wytrzymałość drzewa waha się w dość znacznych granicach, w zależności od różnych własności drzewa, jak to wskazywaliśmy wyżej, a samo drzewo, o ile nie będzie specjalnie chronione, z biegiem czasu zaczyna gnić, a przez to tracić na swej wytrzymałości, przeto dopuszczalne naprężenie dla drzewa powinno wynosić stosunkowo nie wielką część odpowiedniej jego wytrzymałości granicznej. Stosunek dopuszczalnego naprężenia drzewa do jego wytrzymałości, czyli tak zwany współczynnik pewności — współczynnik bezpieczeństwa musi być dlatego materiału dość znaczny, zwłaszcza w mostach o charakterze stałym.

W mostach o charakterze czasowym, gdy jest pewność, że drzewo zachowa swoją zdrową strukturę, lub w mostach ochronionych od złego wpływu zmienności pogody dopuszczalne naprężenie może być podniesione w porównaniu z dopuszczalnym naprężeniem w mostach, pozostających w zwykłych warunkach bez należytego często dozoru i konserwacji.

Współczynnik bezpieczeństwa dla części mostu narażonych na większy wpływ dynamiczny i na prędsze gnicie powinien być większy, niż w częściach, które są mniej narażone na uderzenia, jak np. belki główne.



Przepisy dotyczące dopuszczalnych naprężeń według rozporządzenia byłego naszego Ministerstwa Robót Publicznych nie przewidują takiego różniczkowania dop. naprężeń, również nie zalecają przy obliczeniach mostów wprowadzania współczynnika dynamicznego do obciążeń ruchomych.

Według naszych przepisów obowiązują następujące dopuszczalne naprężenia:

Rodzaj naprężenia	Mosty drogowe	
	Drzewo iglaste kg/cm <sup>2</sup>	Dąb kg/cm <sup>2</sup>
Rozciąganie bezpośrednie . . . . .	110	120
Zginanie . . . . .	100	110
Ściskanie bezpośrednie równoległe do włókien . .	65	80
Ściskanie bezpośrednie prostopadle do włókien . .	15	40
Ścinanie bezpośrednie równoległe do włókien . .	12	20
Ścinanie bezpośrednie prostopadle do włókien . .	30	40
Ścinanie przy zginaniu . . . . .	18	30
Ciśnienie na ścianki dziury równoległe do włókien	120	130

Dla obciążeń wyjątkowych, które rzadko mają miejsce na moście, można te normy naprężeń zwiększyć o 40%.

Również zwiększone normy mogą być stosowane i dla mostów czasowych, których egzystencja przewidywana jest nie więcej niż na trzy lata, gdyż w ciągu takiego okresu czasu drzewo mało traci na swej wytrzymałości.

Przy projektowaniu mostów drewnianych o charakterze stałym i przyjęciu pod uwagę przy obliczaniu sił w elementach mostu obciążenia ruchomego samochodów ciężarowych oraz wałków szosowych normy wyżej podane mogą być zwiększone o 20%. Dla rusztowań lub krażyn do mostów kamiennych normy powyższe mogą być zwiększone o 50%.

W mostownicach drewnianych z drzewa iglastego dopuszczalne naprężenia przy zginaniu w założeniu, że mostownice pracują jako podpory sprężyste dla szyn, przyjmuje się: na zginanie 90 kg/cm<sup>2</sup>, na ścinanie przy zginaniu 18 kg/cm<sup>2</sup>. W założeniu, że koła osi parowozu cisną tylko na jedną mostownicę, powyższe dopuszczalne naprężenia zwiększa się o 50% t. j. odpowiednio do 135 kg/cm<sup>2</sup> i do 27 kg/cm<sup>2</sup>, przy zejściu zaś kół parowozu z szyn naprężenia te można podnieść o 100%.

Dla mostownic z drzewa dębowego naprężenia odpowiednio wzrastają do 110 kg/cm<sup>2</sup> i 30 kg/cm<sup>2</sup>, w założeniu, że ciężar sił skupionych rozkłada się dzięki sztywności szyny na kilka podkładów, i odpowiednio zwiększają się te naprężenia o 50% i 100% w przypadkach, gdy koła cisną tylko na jedną mostownicę lub schodzą z szyn.



Dopuszczalne naprężenia na ściskanie czyste może mieć miejsce tylko w tych przypadkach, gdy pręt ściskany osiowo jest bardzo krótki w porównaniu do jego przekroju poprzecznego. Przypadki takie w konstrukcjach mostowych są bardzo rzadkie. Zwykle mamy do czynienia z prętami, długość których jest dość znaczna i siła ściskająca może nie działać na pręt osiowo. W przypadku, gdy siła ściskająca działa osiowo na pręt, będziemy brać pod uwagę możliwość wyboczenia danego pręta ściskanego. Dopuszczalne naprężenia na ściskanie musimy wtedy zmniejszać, mnożąc je przez współczynniki np. według wzoru Naviera

$$\varphi = \frac{1}{1 + 0,00016 \left(\frac{l}{i}\right)^2},$$

gdzie  $l$  jest długość wyznaczalna pręta zaś  $r$  najmniejszy promień bezwładności przekroju pręta.

Dla prętów o przekroju prostokątnym i okrągłym powyższy wzór przyjmuje postać

$$\varphi_1 = \frac{1}{1 + 0,00192 \left(\frac{l}{h}\right)^2}; \quad \varphi_2 = \frac{1}{1 + 0,00256 \left(\frac{l}{d}\right)^2};$$

$h$  jest mniejszy bok przekroju prostokątnego,  $d$  średnica przekroju okrągłego.

Według tych wzorów dla różnych stosunków  $\frac{l}{h}$  i  $\frac{l}{d}$  otrzymujemy odpowiednio następujące znaczenie dla współczynnika  $\varphi_1$  i  $\varphi_2$ .

$\frac{l/h}{l/d}$	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
$\varphi_1$	0,95	0,84	0,70	0,57	0,46	0,31	0,30	0,25	0,20	0,17	0,15	0,13
$\varphi_2$	0,94	0,80	0,63	0,49	0,37	0,30	0,24	0,20	0,16	0,13	0,11	0,10

Zamiast wzoru Naviera można stosować wzory Eulera i Tetmajera. Wzór Eulera stosuje się wtedy, gdy stosunek  $\frac{l}{i} \geq 100$ , zaś wzór Tetmajera, gdy  $\frac{l}{i} < 100$ . Przyjmując wytrzymałość drzewa na ściskanie 280 kg/cm.<sup>2</sup>, otrzymujemy dla  $\varphi$  wzory:

$$\frac{l}{i} \geq 100, \quad \varphi = 3525 \left(\frac{i}{l}\right)^2$$

$$\frac{l}{i} < 100, \quad \varphi = 1,046 - 0,00693 \frac{l}{i}$$

Według tych ostatnich wzorów otrzymujemy następujące współczynniki  $\varphi_1$  i  $\varphi_2$ , wstawiając zamiast promienia bezwładności  $r$  wielkość  $h$  i  $d$ , jak we wzorach Naviera

$\frac{l/h}{l/d}$	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
$\varphi_1$	0,93	0,81	0,69	0,57	0,45	0,33	0,24	0,18	0,15	0,12
$\varphi_2$	0,91	0,77	0,63	0,49	0,35	0,25	0,18	0,14	0,11	0,09

### § 18. Własności kamieni stosowanych do budowy mostów.

Do budowy podpór mostowych, bo tylko o podporach będzie mowa w pierwszej części, używa się przeważnie kamienie naturalne, rzadziej kamienie sztuczne (cegła). Kamienie naturalne używane do podpór mostowych, a w szczególności do części zewnętrznych, podlegających nasiąkaniu wodą i przemarzaniu, powinny należeć do gatunków twardych, o małej wsiąkliwości, odpornych na wietrzenie i działanie mrozu.

Tym warunkom ostatnim powinny zadość czynić kamienie okładzinowe (licówka) podpór, w szczególności zaś ta część licówki podpory, która znajduje się na poziomie zamarzania wody w rzece, na wysokości koło jednego metra wyżej tego poziomu i na około jednego metra poniżej tego poziomu, zatem na szerokości paska około 2 metrów. Na tym poziomie kamień powinien być szczególnie doborowy, gdyż zazwyczaj jest przesiąknięty wodą i, o ile podlega szkodliwemu działaniu mrozu, to zazwyczaj na tym pasku mur się niszczy. Lecz nie tylko warstwy zewnętrzne kruszeją na tym poziomie. Przy dobrej licówce granitowej nie poddającej się niszczącemu działaniu mrozów, mur wewnętrzny wyłożony z kamienia wapiennego nieodpornego na działanie mrozu, z czasem niszczeje i traci zupełnie swą wytrzymałość. Daje się to zauważyć przy rozbiórce mostów starych. Mur poza pasem przemarzania jest zupełnie dobry i wytrzymały, na pasku zamarzania wody staje się zupełnie jakby zmurszały i dalej pod wodą poza granicami przemarzania znowu nabiera pierwotnej wytrzymałości.

Jeżeli na podpory używamy kamienie z małą odpornością na działanie mrozu, to kamień taki pęka od mrozu, kruszeje i odpada. W podporach mostowych na tym poziomie zamarzania wody w rzece tworzą się szczyby, które osłabiają podporę, gdyż zmniejszają jej przekrój często na znacznej odległości od góry podpory, a przedewszystkiem przybierają kształt podpory podciętej w swej podstawie i rażącej oko. Taki np. kształt mają filary mostów na Dniestrze w Zaleszczykach (fig. 62). Most ten został wybudowany w roku 1887, a w roku 1914 już zjawily się w podporach szczyby na znacznej głębokości i szerokości.

Najlepszym kamieniem do licówki mostów są granity, szczególnie dro-

бно ziarniste, pochodzące ze skał wybuchowych głębinowych. Są one przeważnie o wysokiej wytrzymałości na zgniatanie i bardzo odporne na działanie mrozu i nie wietrzeją, zwłaszcza jeżeli są wzięte z wewnętrznych części skały. Działaniom mrozów nie ulegają, co można było zauważyć na licówce mostów w Petersburgu, które przetrwały przeszło 200 lat, znajdując się w warunkach klimatycznych bardzo niekorzystnych.



Fig. 62.

Narówni z granitami stoją porfiry, które pochodzą ze skał wybuchowych. Tak granity jak i porfiry mamy w Polsce. Pierwsze mamy w Tatrach i na Wołyniu, drugie zaś w ziemi Krakowskiej w Miękini koło Krzeszowic i na południu w Zalasiu, Frywałdzie, Sankach. Porfiry miękińskie mają barwę brudno-czerwoną, zaś zalaskie, frywalskie — etc. są ciemnoszare z pewnymi odcieniami jako zielonkawym, czerwonawym i t. d.

Do murów zwykłych nie narażonych na działanie mrozów można używać kamienie mniej trwałe, mniej wytrzymałe na zgniatanie niż granity i porfiry, zatem mogą to być wapienie, dolomity, bazalty, piaskowce.

Bazalty oczywiście pod względem swej wytrzymałości dorównywiają granitom i są również odporne na działanie mrozów, jednak ich barwa czarna nie zawsze pozwala stosować je jako licówkę, by nie nadawać zbyt żalobnego wyglądu podporom mostowym, a zatem i całemu mostowi.

Wytrzymałość kamieni jest następująca:

Nazwa kamienia	Zgniatanie kg/cm <sup>2</sup>	Rozerwanie nie kg/cm <sup>2</sup>	Zginanie kg/cm <sup>2</sup>	Ścinanie kg/cm <sup>2</sup>
Granity	1500—2200	1/26 *) wytrzymałości na zgniatanie	1/6 *) wytrzymałości na zgniatanie	1/13 *) wytrzymałości na zgniatanie
Porfiry	2000—2600			
Bazalty	1500—2400			
Piaskowce	600—1800			
Wapienie	300— 800			
Dolomity	800—1200			

\*) Według danych niemieckich (patrz Hütte z roku 1925 str. 553).



Przytoczone liczby wytrzymałościowe podają najczęściej otrzymywane granice wytrzymałości kamieni. Naturalnie w poszczególnych przypadkach granice te mogą się rozszerzać, tak np. wytrzymałość porfirów może dochodzić do  $3500 \text{ kg/cm}^2$ , bazaltów do  $5000 \text{ kg/cm}^2$ , granitów może spadać do  $800 \text{ kg/cm}^2$  i podnosić się do  $3500 \text{ kg/cm}^2$ .

### § 19. Zaprawy cementowe i licówki.

Do murów w mostach obecnie używamy wyłącznie zapraw cementowych przy tym dość silnych. W częściach podwodnych zaprawa ta jest w stosunku objętościowym cementu do piasku 1:2 i 1:3, zaś w częściach nadwodnych małopracujących w proporcji 1:4. Jednak w częściach odpowiedzialnych mostu zaprawa cementowa nie powinna być używana słabsza niż 1:3.

Kamienie okładzinowe (licówka) kładzie się na zaprawie 1:2, 1:2,5, szwy zaś nazewnątrz otrzymują wyprawę z zaprawy w proporcji nawet 1:1.

Wyjątkowo tylko w częściach budowli mostowej, które nie posiadają znaczenia konstrukcyjnego, lub podlegają bardzo małym naprężeniom, które mają za zadanie tylko zwiększanie ciężaru, co ma np. miejsce w przyczółkach mostów rozporowych, gdy trzeba zwiększyć ciężar przyczółka, by uzyskać należytą stateczność jego na przesuwanie, lub w nadmurówkach mostów kamiennych łukowych sklepieniowych, można wtedy stosować zaprawę cementową w stosunku 1:5.

Licówka, czyli kamienie okładzinowe daje się przeważnie z kamieniami o kształcie mniej więcej prawidłowej; powinna się ona składać z wozówek i główek układanych kolejno i przy tym tak, by nad wozówką warstwy dolnej znajdowała się główka warstwy górnej, jak to pokazane jest na fig. 63.

Wysokość poszczególnych warstw licówki powinna wynosić conajmniej 20—25 cm. W mostach dużych, o monumentalnym znaczeniu, wysokość licówki dochodzi do 60—75 cm. W zależności od wysokości  $h$  warstw licówki zwykle uzależniamy inne wymiary kamieni, a więc:

Długość wozówek  $l = (1,5 - 3,0) h$  rzadziej do  $4 h$ .

Szerokość wozówek  $a = (1,5 - 1,0) h$ .

Szerokość główek  $b = (1,0 - 1,25) h$ ; lepiej, gdy  $b$  jest większe nieco od  $h$ .

Długość główek  $c = (2,0 - 1,75) h$ , czasem  $c = 1,5 h$  (fig. 63).

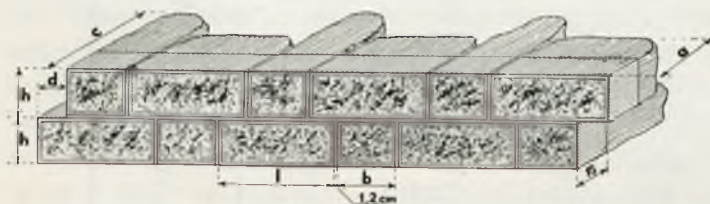


Fig. 63.

Im wysokość kamieni licówki jest większa tym wielkości  $a$  i  $c$  mogą być mniejsze t. j. mieć niższą granicę współczynników przy  $h$ .

Dla wozówek lepiej jest, gdy szerokość ich jest nieco większa od wysokości, gdyż w perspektywie wymiar poziomy więcej się zmniejsza dla oka od wymiaru pionowego, zaś dla oka kamienie o podstawie większej od ich wysokości dają wrażenie większej stateczności, większej mocy.

Długości główek  $c$  są niezbędne do należytego połączenia licówki z murem wewnętrznym. Z tych też powodów ogony główek nie powinno się ścinać na kliny lub ostrosłupy (fig. 64).

Oprócz wyżej wymienionych wymagań wymiary kamieni licówki powinny być takie, aby spoiny (szwy) pionowe jednej warstwy odchodziły od spoin (szwów) warstw niższej i wyższej nie mniej niż 10 — 15 cm, zatem przekrycie spoin powinno wynosić conajmniej 10 cm. Szerokość spoin (grubość szwów) powinna być w granicach 10 — 15 mm.

Podstawa kamieni licówki czyli ich pościel powinna być prawidłowa na pewną odległość włąb muru, licząc od lica muru. Szerokość tego prawidłowego ociosania w mostach dobrze budowanych powinna wynosić conajmniej 15 cm. Na tę samą głębokość powinny być ociosane i boki

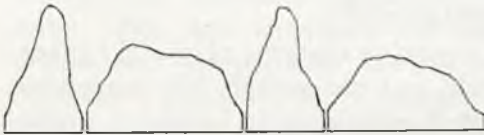


Fig. 64.

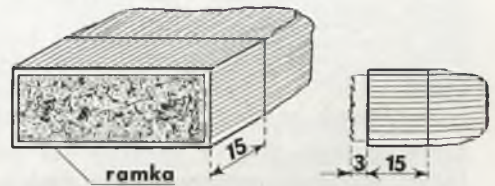


Fig. 65.

kamieni licówki (fig. 65). Niedostateczne pościelenie kamieni i zbyt wąskie boki powodują pęknięcia kamieni okładzinowych, co się bardzo często daje zauważyć na murach zewnętrznych.

Co się tyczy zewnętrznej strony kamienia okładzinowego, jego lica, to ta strona może być ociosana na czysto lub też może mieć odłam naturalny na całej swej powierzchni, lub też może być ujęta w ramkę ociosaną na konturze zewnętrznym i w środku ramki mieć powierzchnię chropowatą, czyli tak zwany baranek (fig. 65).

W filarach i wogóle podporach rzecznych lepiej jest dawać zewnętrzną powierzchnię licówki gładką na poziomach spływającej kry, by zmniejszyć opór spływania lodom.

Zresztą często sposoby ciosania zewnętrznej licówki podpór mostowych zależą od architektonicznego opracowania projektu mostu.

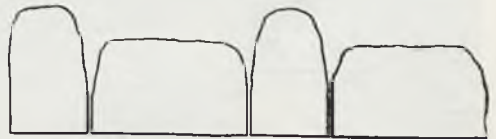


Fig. 66.

Na fig. 66 pokazane są w planie kształty kamieni licówki, jakie należy stosować, zaś na fig. 64, jakie często stosują, a jakie nie powinny być stosowane.

## § 20. Wykonanie murów kamiennych.

Część wewnętrzna podpór mostowych muruje się z kamienia łamanego na zaprawie cementowej, lub też czasami z betonu ze żwiru lub tłuczni. Podpory mostowe wykonywane bez jakiegokolwiek licówki, a tylko z betonu mają oczywiście rację bytu tam gdzie beton nie jest narażony na niszczące działanie mrozów i tam gdzie względy ekonomiczne odgrywają główną rolę przy budowie mostów, lub gdy chodzi o pośpiech w wykonaniu mostu, bo oczywiście pod względem trwałości i pod względem wywierania wrażenia monumentalności mury betonowe bezwzględnie ustępują murom kamiennym, licowanym.

Mówiąc o murach okładzinowych w mostach i o murach wewnętrznych z kamienia łamanego, uważam za stosowne powiedzieć tutaj, jak należy zalewać spoiny licówki zaprawą cementową.

Aczkolwiek poruszona sprawa właściwie nie należy specjalnie do budowy mostów, lecz uważam tutaj za konieczne zwrócić na nią uwagę, gdyż praktyka moja mi wykazała, że należyte murowanie podpór mostowych bardzo często jest postawione nie tak, jak według mego zrozumienia powinno być postawione i jakie ja stawiałem wymagania, by były przestrzegane podczas mojej długoletniej praktyki.

Ponieważ kamienie okładzinowe zazwyczaj są znacznej objętości i znacznego ciężaru, przeto ustawiać je od ręki jest nie sposób. Nie można położyć warstwy zaprawy i na niej położyć odpowiednio kamień z zachowaniem wymaganej grubości spoiny.

Postępuje się zwykle tak: kamienie okładzinowe danego szeregu ustawia się należycie na całym obwodzie podpory z zachowaniem przewiązania i wielkości spoin. Do otrzymania wymaganej spoiny poziomej pod pościelami kamieni, takowe od zewnętrznej strony stawia się na kliniakach drewnianych lub stalowych, a od wewnętrznej strony, gdzie ma być mur zwykły na niewielkich kamyczkach, podbijając takowe dopóty, dopóki kamień w płaszczyźnie poziomej nie osiągnie należytego położenia. Następnie splukuje się wodą pył oraz nieczystości jakie dostały się pod kamienie i spoiny od zewnątrz zatyka się papierem (z beczek od cementu) lub pakułami, po zatankaniu zaś daje się zaprawę pod pościel. Zaprawa powinna być o konsystencji dosyć gęstej tak, aby

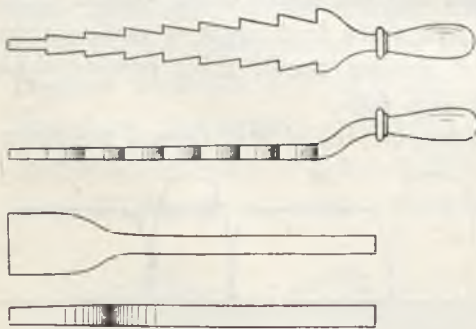


Fig. 67.

trzymała się kupy, a nie rozplywała. Zaprawę taką podbija się pod pościel kamieni tępymi łopatkami drewnianymi grubości 6 — 8 mm. lub też tępymi stalowymi zazębionymi (fig. 67). Po należytych podbiciu, w zaprawę



od wewnętrznej strony należy nawbijać drobnymi kamieniami, przeważnie płaskimi, by tym sposobem zaoszczędzić zaprawę cementową, a poniekąd i wzmocnić mur.

Następnie idzie murowanie lub betonowanie wewnętrznej części poza ułożoną warstwą licówki do jej górnego poziomu. Przy murowaniu należy najpierw dawać warstwę zaprawy, w którą wciska się kamienie; w spoiny pionowe zwykle nieprawidłowej formy kładzie się zaprawę dosyć gęstą, jak pod posciel, i następnie w tę zaprawę wbija się kamienie, tak by one wycisnęły jak najwięcej zaprawy, lecz by były oblepione ze wszystkich stron zaprawą; wyciśnięta zaprawa, jeżeli jej się okazuje za dużo, zbiera się do naczynia lub zarzuca się w inne miejsce. Spoiny pionowe w kamieniach okładzinowych zalewa się nieco rzadszą zaprawą, lecz z odpowiednim przetykaniem cienkimi listewkami drewnianymi lub stalowymi, by usunąć powietrze i następnie w zaprawę wbijać drobne kamienie, o ile szwy na to pozwalają.

Narzucanie kamienia łamanego na sucho z zapełnianiem szczelin pomiędzy większymi kamieniami, kamieniami drobnymi i następnie zalewaniem tak ułożonego muru na sucho rzadką zaprawą cementową oraz zacieraniem zwierzchu kielniami, daje mur bardzo porowaty, a zatem słaby. Mur tak wykonany nie nadaje się na podpory mostowe, które często pod obciążeniem budowy wierzchniej pękają i wymagają potem trudnych i kosztownych remontów. Na fig. 68 a, b, c pokazane są takie filary jednego z mostów na Dniestrze. W ciele tych filarów wybita była dziura w głąb muru poza licówką. Do dziury tej założono rurę, którą



Fig. 68 a.

szczelnie zamocowano, po czym pompowano do niej wodę pod ciśnieniem. Jak widać z fig. 68a i b woda zaczęła tryskać jak z fontanny prawie ze wszystkich spoin. Jest to dowodem, że mur jest nieszczelny, gąbczasty, ze znacznymi porami. Jest to wzór muru w podporze, jaki nie powinien nigdy mieć miejsca. Przy wzmacnianiu takich filarów zastrzyknięto do nich setki kilogramów cementu i oczywiście nie osiągnięto jeszcze tej jakości muru, jaki by był, gdyby pierwotnie był wykonany odpowiednio. A że mur należycie wykonany byłby tańszy od muru wykonanego



Fig. 68 b.



Fig. 68 c.

pierwotnie nieodpowiednio i następnie reperowanego zastrzykami, o tym chyba mówić jest zbyteczne.

### § 21. Własności betonu do budowy podpór.

Mówiąc tutaj o betonie, mam na myśli beton, który stosuje się w znacznych masach do fundamentów podpór mostowych. Kruszywo do betonu, jeżeli składa się z tłuczni, to powinno być z kamieni o odpowiedniej wytrzymałości. Tłuczeń do betonu, jeżeli jest z kamieni wapiennych, które często zawierają domieszki stwardniałej gliny, powinien być dobrze przesiany, aby drobne części gliny były usunięte i następnie powinien być dobrze przemyty wodą. Jeżeli tłuczeń jest z kamieni czystych, z granitu, porfiru, bazaltu etc. bez wszelkich domieszek gliny, ziemi roślinnej, to taki tłuczeń należy tylko dobrze przemyć wodą, aby pył drobny, który często pokrywa oddzielne kamyki, był usunięty. Pył taki bowiem albo całkowicie, albo częściowo zmniejsza przyczepność zaprawy cementowej i wskutek tego osłabia wytrzymałość betonu. Przesiewanie takiego tłuczni w celu wyeliminowania drobnych kamieni, by pozostały do użytku tylko kamienie mniej więcej jednakowej wielkości, jest tylko szkodliwe. W przesianym tłuczniu otrzymujemy tylko większą objętość miejsc pustych i tłuczeń taki wymaga znacznie więcej zaprawy i jest zwykle mniej wytrzymały. W odsianym tłuczniu objętość miejsc pustych może dochodzić do 55% i beton z takiego tłuczni, by nie był porowaty,



wymaga conajmniej tyleż zaprawy według objętości. Pozostawienie drobnych części tłucznia zmniejsza objętość pustych miejsc do 30% i beton z takiego tłucznia w proporcji 1:3:8 (jedna część cementu, trzy części piasku i osiem części tłucznia według objętości) otrzymuje się bardzo zwarty i mocny, gdy tymczasem beton z tłucznia odsianego w proporcji 1:3:6 otrzymuje się często porowaty, a przez to oczywiście i mniej wytrzymały.

Jeżeli beton w fundamentach podpór mostowych robi się na sucho t. j. w wykopie fundamentowym, z którego woda została wypompowana, to proporcja 1:3:6 lub 1:3:8 jest w zupełności wystarczająca. Do betonu podwodnego w fundamentach, opuszczanego do dołu wypełnionego wodą za pomocą skrzynek lub rur, należy stosować beton znacznie tłustszy, a mianowicie w proporcji 1:2:4, 1:2,5:4 lub 1:2,5:5.

Uważam za stosowne zaznaczyć tutaj, że beton opuszczany pod wodą nawet w proporcji 1:2:4 otrzymuje się przeważnie gorszego gatunku od betonu w proporcji 1:3:6 ułożonego na sucho (z odpompowaniem wody) i ubijanego, oczywiście, o ile przy odpompowywaniu wody beton nie jest wymywany.

Do betonu w fundamentach, układanego na sucho, można dodawać do 25% kamienia łamanego, kamień ten jednak powinien być układany warstwami i w pewnej odległości jeden od drugiego, aby beton ze wszystkich stron oblegał każdy kamień (fig. 69).

Mur z kamienia ciosanego stosuje się w wysokich podporach jako warstwy, które równomierniej rozkładają ciśnienie warstw wyższych muru na warstwy niższe, i gdy ciśnienie na mur zwykły z kamienia łamanego przekracza granice dopuszczalnych ciśnień na mur zwykły (10 — 12 kg/cm<sup>2</sup>).

Do tego samego celu mogą służyć również warstwy betonu o grubości od 30 do 40 cm ze zbrojeniem podwójnym i dwukierunkowym. Kamienie, na których spoczy-

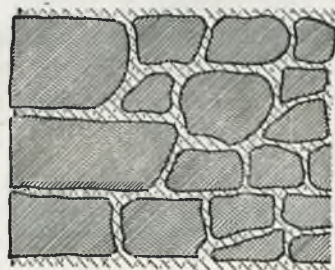


Fig. 69.

wają łożyska dźwigarów, czyli tak zwane ciosy podporowe wymagają szczególnie doborowego kamienia i o dużej wytrzymałości.

W mostach o dużych rozpiętościach ciśnienie na ciosy podporowe może być bardzo znaczne. Jeżeli przeto ciosy podporowe ułożą bezpośrednio na mur zwykły, to wymiary ciosów otrzymują się bardzo dużych wymiarów. By zmniejszyć wymiary ciosów podporowych, dajemy pod ciosami mur z kamieni ciosanych, na który dopuszczalne ciśnienie może być znacznie większe. Warstwa muru ciosowego już wtedy przenosi ciśnienie na mur zwykły ze zmniejszonym ciśnieniem na jednostkę kwadratową.

Ciosy podporowe mogą też być i stalobetonowe ze zbrojeniem podwójnym lub ze zbrojeniem uzwojonym.



## § 22. Dopuszczalne naprężenie w murze.

Wytrzymałość muru na ściskanie zależy od wytrzymałości kamienia, z którego mur jest zrobiony i od wytrzymałości zaprawy cementowej, przeto do wyznaczenia dopuszczalnego naprężenia dla muru nie tylko musimy posiadać graniczną wytrzymałość kamienia, lecz również i wytrzymałość samego muru. Postępując prawidłowo powinniśmy przeprowadzić doświadczenia nad wytrzymałością muru, jaki zamierzamy stosować do danej budowli, znaleźć jego wytrzymałość graniczną i następnie przyjąć dopuszczalne naprężenie około  $1/10$ — $1/20$  wytrzymałości granicznej. Współczynnik pewności dlatego przyjmujemy tutaj tak duży, że wykonanie muru w masie na robotach nigdy nie może być tak dobre, jak przygotowanie próbnich sześciaków.

Zależność wytrzymałości muru od wytrzymałości kamienia i zaprawy nie jest ustalona dla różnych murów. Dla murów z cegły zależność jest następująca.

Jeżeli oznaczymy wytrzymałość cegły na zginięcie przez  $R_c$ , a wytrzymałość zaprawy przez  $R_z$  i wytrzymałość dla muru oznaczymy przez  $R_m$ , to mamy w pewnym przybliżeniu następujące wzory:

$$R_m = 0,43 R_c + 0,22 R_z \text{ dla muru trzechmiesięcznego,}$$

$$R_m = 0,48 R_c + 0,19 R_z \text{ dla muru rocznego średnio można przyjąć}$$

$$R_m = 0,5 R_c + 0,2 R_z.$$

Dla murów z innych kamieni wobec braku doświadczenia Böhme proponuje wyznaczenie dopuszczalne naprężenia nie większe jak 0,055 krańcowej wytrzymałości kamienia na zginięcie. Przepisy naszego b. Ministerstwa Robót Publicznych wymagają, aby dopuszczalne naprężenie na mur wynosiło nie więcej jak 0,067 wytrzymałości kamienia.

Tablica dopuszczalnych naprężeń na mury.

Nazwa muru lub kamienia	kg/cm <sup>2</sup>
Ciosy podporowe z doborowego granitu lub porfiru, bazaltu etc. . . . .	65
Mury ciosowe z granitu, porfiru, bazaltu, trwałego piaskowca kwarcytowego . . . . .	40—45
Mur ciosowy z wapienia . . . . .	25
Mur z kamienia łamanego na zaprawie cementowej . . . . .	12
Mur z kamienia warstwowego na zaprawie cementowej . . . . .	14
Mur z cegły zwykłej na zaprawie cementowej . . . . .	8
Mur z cegły maszynowej na zaprawie cementowej . . . . .	14
Mur z cegły wyborowej " " " . . . . .	20
Beton w fundamentach . . . . .	8—10

Mury z kamieni ciosowych co do wytrzymałości zajmują pośrednie miejsce między wytrzymałością kamienia i wytrzymałością muru zwykłego z tego kamienia.

Na rozciąganie kamienie wogóle są mało wytrzymałe, jak zresztą widać z tablicy podanej na str. 43.

Dopuszczalne naprężenie w murach na rozciąganie nie powinno być większe od  $2,5 \text{ kg/cm}^2$ , przy tym wytrzymałość kamienia muru na rozciąganie powinna być od 20 do 25 razy większa od dopuszczalnego naprężenia dla muru.

Mówiąc o dopuszczalnych naprężeniach wogóle, wskazywaliśmy, że siły od obciążenia ruchomego otrzymują się czasami znacznie większe przy ruchu po moście tego obciążenia z pewną szybkością, niż to wynika z obliczeń statycznych, które przewidują, że obciążenie to znajduje się na danych dźwigarach w stanie bezruchu. Tam również wskazywaliśmy na przyczyny tego zjawiska. Tutaj możemy tylko dodać, że i w mostach drogowych wpływ dynamiczny obciążenia ruchomego również się uwidacznia, szczególnie przy nierówności powierzchni jezdni mostu. W obliczeniach mostów drewnianych wpływu tego ani w mostach drogowych, ani w mostach kolejowych, stosownie do przepisów ministerialnych nie uwzględniamy. Wpływ ten uwzględniony jest tylko przy obliczaniu mostów kolejowych stalowych i stalobetonowych, przeto mowa o tym będzie w mostach stalowych.

### § 23. Ciężar materiałów używanych do budowy mostów.

Nazwa materiału	ciężar w $\text{kg/m}^3$
Mur z ciosów granitowych . . . . .	2400—2600
Mur zwykły z kamienia łamanego . . . . .	2000—2400 średnio 2200
Mur z cegły . . . . .	1700
Mur z klinkeru . . . . .	1900
Beton suchy . . . . .	2200—2400 średnio 2200
Beton mokry. . . . .	2400—2600 " 2500
Stal zlewna . . . . .	7850
Stal kuta . . . . .	7860
Żeliwo . . . . .	7300
Ołów . . . . .	11400
Drzewo miękkie suche . . . . .	460— 750 średnio 600
" " mokre . . . . .	700— 920 " 900
" twarde dębowe mokre . . . . .	900—1200 " 1000
" " " suche . . . . .	630— 920 " 800
Bruk drewniany . . . . .	1100
Żwir i tłuczeń . . . . .	1900- 1600,
Piasek . . . . .	1600 1300,
Ziemia . . . . .	1800 1600,
Asfalt . . . . .	1200 2200-2400-

## ROZDZIAŁ IV.

**SIŁY ZEWNĘTRZNE, DZIAŁAJĄCE NA USTROJE MOSTOWE.**

Aby nadać należyte wymiary poszczególnym częściom i elementom danego ustroju mostowego, musimy przyjąć pod uwagę wszystkie siły, jakie mogą działać na dany ustrój mostu, musimy zatem te siły zewnętrzne mieć dane.

Siły zewnętrzne mogą być pionowe lub poziome.

Do pierwszych należą: ciężar własny mostu, czyli obciążenie stałe, i obciążenie ruchome, które może być pod postacią wozów, pociągu jadącego po moście kolejowym, lub pod postacią ciężkich automobili ciężarowych, walców szosowych, tłumu ludzi etc w mostach drogowych.

**§ 24. Ciężar własny mostu.**

Ciężar własny mostu stanowi obciążenie statyczne i jest zazwyczaj niezmienny, o ile nie uwzględniamy w mostach np. drogowych, wsiąkliwości wody w nawierzchnię pomostu, ścieralności pomostu, lub w mostach drewnianych większą lub mniejszą zawartość wilgoci w drzewie w zależności od stanu pogody. Zmiana ciężaru od powyższych przyczyn jest zazwyczaj nieznaczna i dlatego ciężar własny mostu przyjmujemy jako stały, aczkolwiek w pewnych przypadkach przyjmujemy ten ciężar większy lub mniejszy w zależności, co jest niekorzystniej dla danego ustroju.

Ciężar własny mostu, a priori właściwie nie jest nam znany, bo musimy w pierw most obliczyć, zaprojektować wymiary poszczególnych jego części i elementów i dopiero po wykonaniu projektu możemy obliczyć ciężar mostu, mając dokładne wymiary wszystkich jego elementów. Aby zaś mieć wymiary dokładne wszystkich części mostu, należy przeprowadzić obliczenie mostu, dla którego musimy: jako siły zewnętrzne, przyjąć również jego ciężar. Tym sposobem otrzymujemy jakby błędne koło.

Dlatego też przyjęcie ciężaru, dla wprowadzenia go do obliczenia mostu, następcza częstokroć dość znaczne trudności, szczególnie, jeżeli mamy do czynienia z projektowaniem mostu niezwykłego, mostu dotychczas niestosowanego. W tym przypadku zmuszeni jesteśmy iść drogą stopniowego 'przybliżenia, t. j. możemy przyjąć sobie ciężar mostu na zasadzie tych lub innych kombinacji, ciężar ten wprowadzić w obliczenie, na zasadzie przeprowadzonego obliczenia wyznaczyć przekroje poszczególnych części mostu i mając wymiary tych części, obliczyć ich ciężar. Porównyując w ten sposób otrzymany ciężar z przyjętym, przychodzimy do wniosku, o ile on odpowiada ciężarowi założonemu pierwotnie.

Dla układów statycznie wyznaczalnych w pierwszym przybliżeniu ciężar mostu możemy wyznaczyć.



Oznaczając przez:

$p$  t/m b ciężar własny dźwigarów.

$F$  t/m b ciężar części przejazdowej

$p_1 = \alpha p$  t/m b ciężar tężników podłużnych i poprzecznych.

$q$  t/m b obciążenie ruchome.

$k$  t/m<sup>2</sup> dopuszczalne naprężenie i

$\gamma$  t/m<sup>3</sup> ciężar gatunkowy materiału, z którego budujemy dźwigary.

$\varphi$  współczynnik ustrojowy.

$S_p^i$  siła w elemencie jakimkolwiek od obciążenia równomiernie rozłożonego na całej długości dźwigara i równego 1 t/m b.

$S_q^i$  siła w tymże elemencie od obciążenia ruchomego ustawionego według linii wpływu i równego 1 t/m b.

$\lambda$  m długość tego elementu.

$L$  m rozpiętość teoretyczna dźwigara,

wtedy otrzymujemy następujący wzór teoretyczny, dający nam ciężar dźwigarów

$$p = \frac{F \sum S_p^i \lambda + q \sum S_q^i \lambda}{\frac{kL}{\gamma \varphi} - (1 + \alpha) \sum S_p^i \lambda}$$

Wzór ten zawiera w sobie wszystkie te czynniki, które wpływają na ciężar dźwigara. Znaki sumy wskazują, że musimy uwzględnić wszystkie pręty danego dźwigara, którego geometryczne wymiary są nam wiadome na podstawie opracowanego szkicu mostu.

We wzorze tym jednak mamy trzy wielkości, które również nie są nam wiadome:  $F$ ,  $\alpha$  i  $\varphi$ . Wielkość  $F$  możemy obliczyć z dostateczną ścisłością w sposób następujący.

W projekcie szkicowym przyjmujemy pewien ustrój (nawierzchni jezdni i chodników, jeśli takowe są w części przejazdowej). Wymiary tych elementów przyjmujemy, albo na podstawie rozważań — konstrukcyjnie, lub też na podstawie obliczeń, ignorując ciężar ich własny przy obliczaniu momentów gnących i sił poprzecznych w tych elementach nośnych, gdyż on ma mały wpływ na ich wymiary. Po otrzymaniu z obliczeń wymiarów tych elementów, musimy już obliczyć ciężar ich i takowy wprowadzić do obliczeń. Otrzymamy drugie przybliżenie, które zazwyczaj daje nam wymiary odpowiednie, a zatem prawidłowy ciężar tych elementów. Tak postępując dalej, możemy również otrzymać z dostateczną ścisłością przekroje wszystkich elementów części przejazdowej (zeber pomostu), a zatem wielkość  $F$ .

Współczynnik  $\alpha$ , który wyraża stosunek ciężaru na m b tężników podłużnych i poprzecznych do ciężaru dźwigarów, możemy obliczyć również albo na podstawie wzoru teoretycznego, albo też przyjąć go na podstawie danych z mostów istniejących.

Dla wielu mostów współczynnik ten znajduje się w granicach 0,09—0,12 i rzadko dochodzi do 0,15.

Współczynnik ustrojowy  $\varphi$  waha się w dużych granicach. Oznacza on stosunek rzeczywistego ciężaru dźwigarów do teoretycznego, otrzymanego dla elementów dźwigara na podstawie sił podzielonych przez dopuszczalne naprężenie i pomnożonych przez ich długość teoretyczną, oraz przez ciężar gatunkowy materiału elementów. Otrzymana w ten sposób teoretyczna objętość elementów dźwigara może się dość znacznie różnić od rzeczywistej, która przeważnie jest większa. Przekroje teoretyczne, otrzymane z podzielenia siły przez dopuszczalne naprężenie, są netto, rzeczywiste zaś brutto, następnie, przekroje prętów ściskanych muszą być zwiększone ze względów na możliwość ich wyboczenia.

Składając pręty z oddzielnych elementów zmuszeni jesteśmy czasem nadać im przekrój większy niż to wynika z obliczenia. Następnie w konstrukcjach dźwigarów dajemy cały szereg innych elementów, które we wzorze teoretycznym nie są uwzględnione. Wszystkie te czynniki wpływają na zwiększenie ciężaru teoretycznego dźwigara. Współczynnik ustrojowy  $\varphi$  możemy otrzymać tylko na podstawie mostów już zaprojektowanych. Wielkość jego mieści się w dość znacznych granicach, i dla mostów małych jest on zwykle znacznie większy, niż dla mostów dużych. Współczynnik ustrojowy  $\varphi$  może służyć poniekąd oceną dobrego, ekonomicznego, lub rozrzutnego, albo nieumiejętnego projektowania konstrukcji.

Dla jednego i tego samego mostu zaprojektowanego przez różne osoby na podstawie jednakowych warunków technicznych współczynnik ten może się znacznie różnić. U jednego projektodawcy on będzie mniejszy, u drugiego większy. Można go przyjąć naprzykład dla dźwigarów stalowych:

rozpiętość m	33,5	75	109,0	158,4
$\varphi$	2,45	2,10	1,70	1,67

Oprócz wzoru teoretycznego mamy cały szereg wzorów empirycznych, z pewnymi współczynnikami, otrzymanymi z obliczeń mostów egzystujących t. j. mostów zbudowanych.

Najprostszy wzór ma postać  $p = F + cl$  t/m. b.

We wzorze tym  $F$  oznacza ciężar części przejazdowej na metr bieżący mostu, zaś  $cl$  ciężar dźwigarów na metr bież.,  $l$  rozpiętość teoretyczna dźwigarów. Ponieważ wzór ten nie zawiera całego szeregu czynników, które mają wpływ na ciężar budowy wierzchniej, przeto wzór taki nadaje się tylko do wyznaczenia ciężaru takich mostów, które były projektowane według jednakowych warunków technicznych: jednakowe dopuszczalne naprężenia, jednakowe obciążenia ruchome, jednakowa szerokość, i t. d.

Mając cały szereg takich wzorów dla różnych rozpiętości, wtedy ciężar mostu dla innych rozpiętości możemy z dostateczną ścisłością otrzymać przez prostą interpolację wielkości  $F$  i  $c$ . Gdyby jednak trzeba było zaprojektować most pod inne obciążenie ruchome, z inną częścią przejazdową, oraz przy innych dopuszczalnych naprężeniach, to można również korzystać z tych samych współczynników  $F$  i  $c$  zakładając, że ciężary dźwigarów w jednym i drugim przypadku tak się mają do siebie, jak ich całkowite obciążenia.

Zatem jeżeli mamy dany ciężar mostu  $p = F + cl$  przy obciążeniu  $q$  i dopuszczalnym naprężeniu  $k$ , to dla  $F_1$ , i  $k_1$  otrzymamy wzór:

$$c_1 = \frac{c(F_1 + q_1)}{F + q}; \quad p_1 = F_1 + c_1 l \frac{k}{k_1}$$

Oczywiście ciężar części przejazdowej w projektowanym moście trzeba obliczyć tak, jak to było wskazane przy wyprowadzeniu wzoru teoretycznego.

Například dla mostu o rozpiętości 75,0 m. dla kolei normalnotorowej na obciążenie  $q = 8,21$  t/m b i dla  $k = 900$  kg/cm<sup>2</sup>, jest  $p = 1400 + 40,0 \times \times 75 = 4400$  kg/m b.

Dla mostu tej samej rozpiętości przy  $F_1 = 1530$  kg/m b.,  $q_1 = 9,630$  t/m b. i  $k_1 = 1050$  kg/cm<sup>2</sup> będzie:

$$p = 1530 + 40 \frac{1530 + 9630}{1400 + 8210} \cdot \frac{900}{1050} \cdot 75 = 4516 \text{ kg/m b.}$$

## § 25. Ciężar mostów kratowych drewnianych.

Ciężar mostów kratowych drewnianych składa się z ciężaru części przejazdowej, ciężaru dźwigarów i ciężaru tężników poziomych i pionowych.

Ciężar części przejazdowej prawie zawsze może być z dostateczną ścisłością obliczony nawet na podstawie szkicowego opracowania projektu.

Ciężar tężników poziomych oraz pionowych zależy od rozpiętości i od wysokości dźwigarów. Nie uwzględniając innych czynników, które wpływają na ciężar dźwigarów, możemy przy obliczaniu mostów drewnianych przyjmować ciężar dźwigarów, uzależniony tylko od rozpiętości dźwigarów, od obciążenia ruchomego  $q$  kg/m b mostu i od ciężaru części przejazdowej i tężników  $g_1$ , ze wzoru empirycznego podanego przez Melana.

$$g_2 = \frac{(0,0064 q + 0,006 g_1) l}{1 - 0,006 l} \text{ kg/m b mostu}$$

Całkowity ciężar budowy wierzchniej mostu będzie  $g = g_1 + g_2$ ;  $g_1$  podane w tabeli (str. 56).

Przy obliczaniu ciężaru mostów kolejowych jednotorowych można korzystać z następujących wzorów podanych przez Melana,



Dla kolei normalnotorowych głównych:  $g = \frac{39l + 1100}{1 - 0,006l}$  kg/m b mostu

" " " drugorzędnych:  $g = \frac{32l + 950}{1 - 0,006l}$  " " "

" " wązkotorowych (1 m):  $g = \frac{22l + 700}{1 - 0,006l}$  " " "

Ciężar części przejazdowej, oraz tężników poziomych i pionowych  $g_1$  w mostach jednotorowych kolejowych można przyjmować według niżej podanej tablicy.

Ciężar  $g_1$  w kg/m b mostu.

Charakterystyka mostu	Rodzaj kolei	Drewno	Szyny i śruby	Całkowity ciężar
Jazda górą Wysokość dźwigarów $h$ w metrach	Koleje główne	$720 + 75 h$	110	$830 + 75 h$
	Koleje drugorzędne	$700 + 71 h$	80	$780 + 71 h$
	Koleje wązkotorowe	$465 + 62 h$	70	$535 + 62 h$
Jazda dołem Wysokość dźwigarów $h$ w metrach	Koleje główne	$960 + 100 h$	110	$1070 + 100 h$
	Koleje drugorzędne	$930 + 95 h$	80	$1010 + 95 h$
	Koleje wązkotorowe	$620 + 83 h$	70	$690 + 83 h$

## § 26. Obciążenia ruchome mostów drogowych.

Obciążenia ruchome przy obliczaniu mostów użytku publicznego jest unormowane przepisami b. Ministerstwa Robót Publicznych. Mosty miejskie, które budują samorządy miejskie, mogą mieć obciążenia, odbiegające od norm ministerialnych, o ile normy specjalne będą niekorzystniejsze, t. j. o ile obciążenia zadane do tych mostów będą przewyższać normy Ministerstwa.

1) Zasadnicze obciążenie przy obliczaniu statycznym według przepisów Ministerstwa należy przyjmować według (fig. 70) na pasie jezdni o szerokości 2,50 m. Jest nim walec drogowy o ciężarze 20 t. Za walcem i przed walcem na tym pasie rozmieszcza się tłum ludzi o ciężarze:

dla mostów o długości  $L \leq 50$  m . . . . . 500 kg/m<sup>2</sup>

dla mostów o długości  $L \geq 100$  m . . . . . 400 kg/m<sup>2</sup>

dla pośrednich długości pomiędzy  $L = 50$  m i  $L = 100$  m należy interpolować liniowo.

Na chodnikach należy przyjmować tłum ludzi o tym samym ciężarze jednostajnym rozłożonym, jaki stawiamy przed i za walcem.

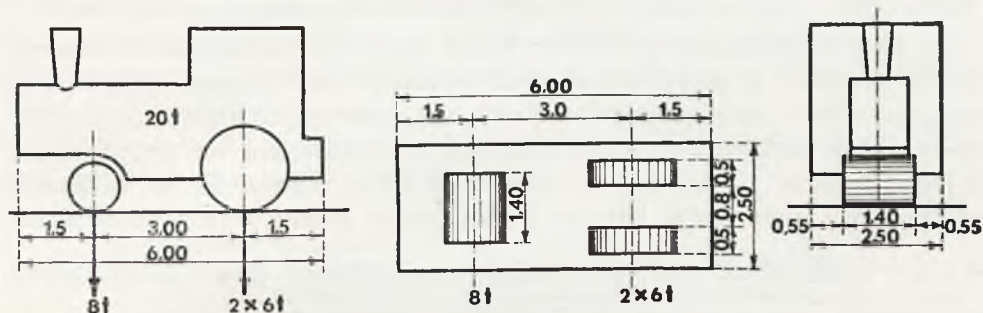


Fig. 70.

2) Wyżej wskazane zasadnicze obciążenie jezdni i chodników należy pomnożyć przez współczynnik  $\varphi$ , zależny od klasy mostu i równy:

$$\begin{aligned} \varphi &= 1 \text{ dla mostów klasy pierwszej} \\ \varphi &= 0,8 \text{ " " " drugiej} \\ \varphi &= 0,4 \text{ " " " trzeciej} \end{aligned}$$

3) Całkowity ciężar, działający na jezdnię mostową, przyjmuje się, mnożąc obciążenie, określone na zasadzie p. p. 1 i 2 przez współczynnik  $\alpha$ , który wynosi:

$\alpha = \frac{b}{2,5} = 0,4b$  dla jezdni o szerokości  $b \leq 5$  m, gdzie  $b$  jest szerokością jezdni,

$\alpha = 1 + \frac{b}{5} = 1 + 0,2b$  dla jezdni o szerokości  $b > 5$  m, gdzie  $b$  jest również szerokością jezdni wyrażoną w metrach.

Krawężników przy tym można nie obciążać.

Przy obliczaniu mostów o dwóch belkach głównych przyjmować należy, że na każdą belkę przenosi się połowa obciążenia, obliczonego w sposób powyższy.

Jeżeli most ma większą ilość dźwigarów głównych (względnie podłużnic), niż dwa na swej szerokości, w odstępach mniejszych od 2,5 m, to współczynnik  $\alpha = 0,4b$  należy zastosować przy ich obliczeniu, o ile ustrój pomostu zapewnia ścisłą współpracę belek (np. w mostach stalobetonowych z silnymi stężeniami poprzecznymi).

Przez  $b$  należy wtedy rozumieć odstęp pomiędzy belkami głównymi.

Jeżeli zaś ustrój pomostu nie zapewnia ścisłego współdziałania belek, to ciężary działające na jedną belkę należy przyjąć odpowiednio do rozkładu ciśnienia na te belki, z uwzględnieniem szerokości obręczy kół walca i obciążenia każdego z tych kół.

To samo należy zastosować przy obliczaniu części pomostu.

Pomost nadto należy przeliczyć na ciężar skupiony koła samochodu ciężarowego o wielkości  $Q = 5,0$  t dla mostów klasy pierwszej,  $Q = 4,0$  t dla mostów klasy drugiej, i  $Q = 2,0$  t dla mostów klasy trzeciej.

4) Przy obliczaniu poprzecznic należy każdy pas obciążenia ruchomego (p. 1) umieścić w położeniu najniekorzystniejszym (cięższa oś na danej poprzecznicy) i przyjąć je jako obciążenie jednostajne rozłożone na długości poprzecznicy. Jeżeli obciążenie przenoszące się na poprzecznicę z jednego pasa obciążenia o szerokości 2,5 m wynosi  $P$ , to całkowite obciążenie, przenoszące się na poprzecznicę mostu o szerokości jezdni  $b \leq 5$  m, wynosi  $P_1 = P \frac{b}{2,5} = 0,4 P b$ , zaś moment gnący otrzymujemy w założeniu poprzecznicy jako belki wolnopodpartej.

Dla szerokości jezdni  $b > 5,0$  m obciążenie wynosi  $P_1 = P (1 + 0,2 b)$ , zaś moment gnący przy jednostajnym rozłożeniu tego ciężaru i przyjęciu belki jako wolnopodpartej:

$$M = \frac{1}{8} P_1 b = \frac{1}{8} P (1 + 0,2 b) b$$

5) Przy obliczaniu mostów o rozpiętości większej niż 50 m, zamiast ciężaru skupionego od kół walca, można przyjąć ciężar równomiernie rozłożony, jaki otrzymuje się od rozłożenia ciężaru walca na powierzchnię zajętą walcem i równą  $2,5 \times 6 = 15 \text{ m}^2$ , t. j.  $\frac{20}{15} = 1,333 \text{ t/m}^2$ .

Taki sam ciężar równomiernie rozłożony można przyjmować przy obliczaniu mostów o rozpiętościach pomiędzy 30 m i 50 m, o ile odpowiednie gałęzie linii wpływowej mają długości nie mniejsze niż 30 m.

6) Dla poszczególnych mostów wszystkich klas może Ministerstwo zarządzić zastosowanie innych obciążeń.

7) Przy obliczaniu części ustrojowych chodników mostów do ruchu kołowego, należy przyjmować tłum ludzi o ciężarze  $600 \text{ kg/m}^2$ , zaś ciśnienie poziome na pochwyt poręczy  $80 \text{ kg/m}$ .

8) Przy obliczaniu kładek przyjmuje się tłum ludzi o wielkości, jak dla mostów klasy drugiej.

9) Przy obliczaniu przyczółków należy przyjmować ciężar ruchomy rozłożony na odłamie ziemi jako równomiernie rozłożony według p. 5.

## § 27. Obciążenia ruchome mostów kolejowych.

Obciążenie ruchome mostów kolejowych ustalone jest przez Ministerstwo Komunikacji specjalnym rozporządzeniem.

Jako obciążenie przyjmuje się pociąg teoretyczny, składający się z parowozów z tendrami i całego szeregu wagonów. Ciśnienia od osi parowozów, tendrów i wagonów są ściśle określone, również i odległości



pomiędzy osiami takiego pociągu teoretycznego są ustalone i niepodlegające zmianom przy obliczaniu.

Według tego rozporządzenia mamy 4 normy obciążeń, czyli cztery pociągi teoretyczne do obliczeń mostów. Każdy pociąg składa się z dwóch parowozów z tendrami i całego szeregu wagonów, przy tym parowozy mogą być postawione:

1) normalnie, t. j. kominami zwróconymi naprzód i mieć wagony z tyłu t. j. za drugim tendrem (fig. 71).

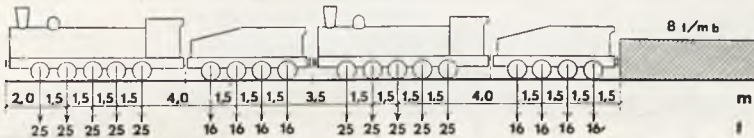


Fig. 71.

2) parowozy są zwrócone do siebie i wagony mają z jednej lub z drugiej strony przyłączone do tendra (fig. 72).

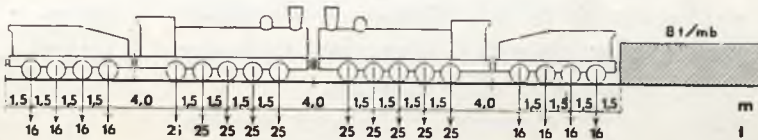


Fig. 72.

3) Parowozy stoją normalnie jeden za drugim i wagony są doczepione do parowozu. Parowozy albo pchają wagony z tyłu, albo też same idą tyłem ciągnąc za sobą wagony (fig. 73).

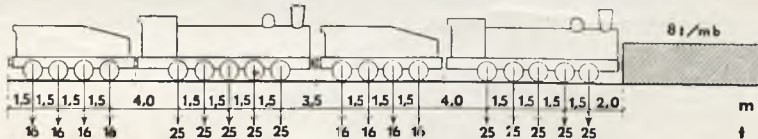


Fig. 73.

4) Pozycja czwarta odpowiada pozycji 2 lecz tylko z tą różnicą, że parowóz przedni niema tendra (fig. 74).

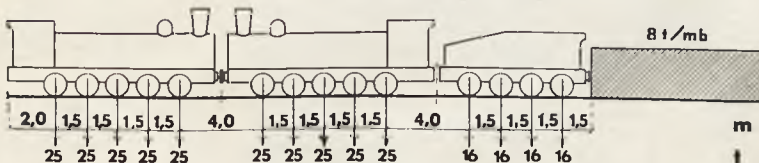


Fig. 74.

Nie znaczy to jednak ażeby przyjmować, że parowóz może iść bez tendra, lecz tylko to, że tender, idąc w złączeniu z parowozem, może zejść z przęsła obliczanego, zaś parowozy, tender drugiego parowozu i wagony

pozostają na przęśle. Taka właśnie pozycja pociągu może się okazać niekorzystniejszą przy obliczaniu niektórych elementów przęseł.

Czasami może się okazać, że dla niektórych elementów mostu lub pewnych systemów dźwigarów najniekorzystniejsze obciążenie będzie odpowiadać ustawieniu pociągu na dwóch odcinkach oddalonych od siebie na długość dość znaczną, większą od długości jednego lub więcej wagonów (belki ciągłe, łuki). W takim przypadku możemy pociąg

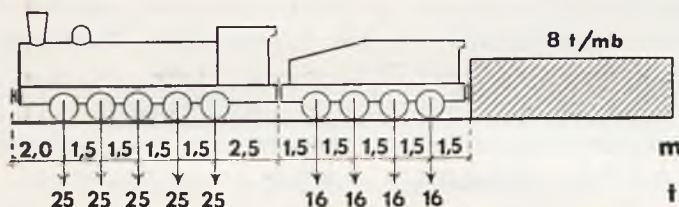


Fig. 75 a.

rozerwać, lecz tak, że tylko wagony mogą być oderwane od parowozu lub tendra. Wagony w pociągach teoretycznych (obliczeniowych) przyjmuje się tylko z jednej strony parowozów (fig. 71 i 73).

Mamy cztery normy obciążeń ruchomych mostów kolejowych:

*Norma A.* Pociąg teoretyczny składa się z dwóch parowozów pięciosiowych o nacisku na oś 25 t z czterosiowymi tendrami o nacisku na oś 16 t i szeregu wagonów o intensywności obciążenia 8 t m b (fig. 75 a).

Przy obliczeniu jezdni i małych mostów do 5 m rozpiętości, jeżeli najniekorzystniejsze obciążenie daje jedna oś, to nacisk na nią należy przyjmować 30 t, przy dwóch osiach naciski po 29 t na oś, przy trzech osiach naciski przyjmować po 28 t i przy czterech osiach po 27 t na oś (fig. 75 b).

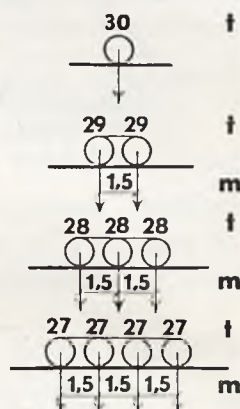


Fig. 75 b.

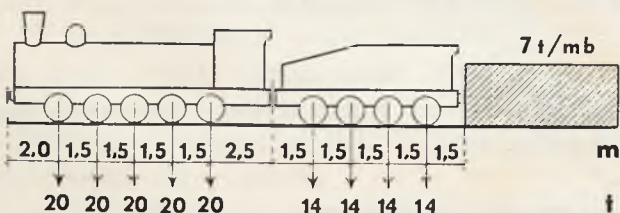


Fig. 76 a.

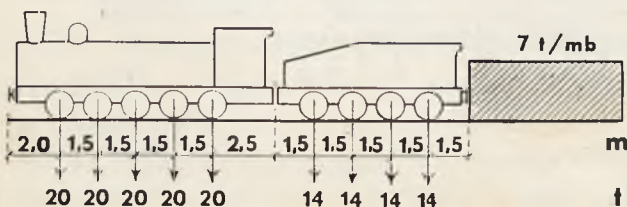


Fig. 77.

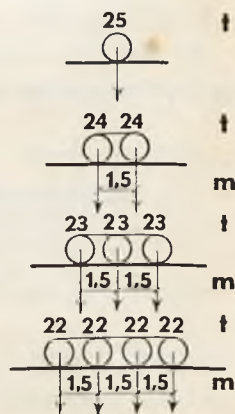


Fig. 76 b.

*Norma B.* (rys. 76 a). Pociąg teoretyczny jak w normie A, tylko naciski na osie w parowozach i tendrach są odpowiednio po 20 t i 14 t, wagony zaś dają obciążenie 7 t/mb (fig. 76 a i b).

Przy obliczaniu jezdni i małych mostów do rozpiętości 5 m odpowiednie naciski należy przyjmować: przy jednej osi 25 t, przy dwóch po 24 t, przy trzech po 23 t i przy czterech po 22 t.

*Norma C.* Odpowiada normie B tylko bez zwiększania nacisku osi parowozu przy obliczaniu jezdni i mostów małych rozpiętości (fig. 77).

*Norma D.* W normie D naciski na oś parowozu i tendra odpowiednio równają się 17 t i 12 t, wagony zaś dwuosiowe są o ciężarze 28 t przy długości 6 m (fig. 78). Zwiększenia nacisków od osi parowozu przy obliczaniu jezdni i małych mostów nie uwzględnia się.

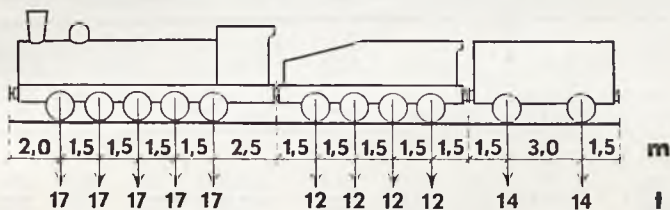


Fig. 78.

Obliczenie momentów gnących oraz sił poprzecznych, szczególnie dla mostów o znacznych rozpiętościach, od układu sił skupionych wyżej wskazanych pociągów teoretycznych, jest dość żmudne, przeto przy obliczeniach można korzystać z poniżej podanych tablic pomocniczych.

## ERRATA

Stronica	Wiersz z góry	Kolumna	Powinno być	Zamiast
66	15	6	142,0	143,0
73	8	5	79.	78.
75	1		II	III
75	14	3	984	981
76	13	9	134	135
79	12	3	352	452
79	20	10	147.0	147.9
79	21	10	148.0	148.9
79	22	10	149.0	149.9
79	47	2	79.0	78.0
84	6	2 (na rysunku)	12	1
85	14	12	89817	89717
88	9	9	$\frac{l}{m}$	$\frac{l}{m}$
88	25	4	177.04	117.04





Tablica 1.

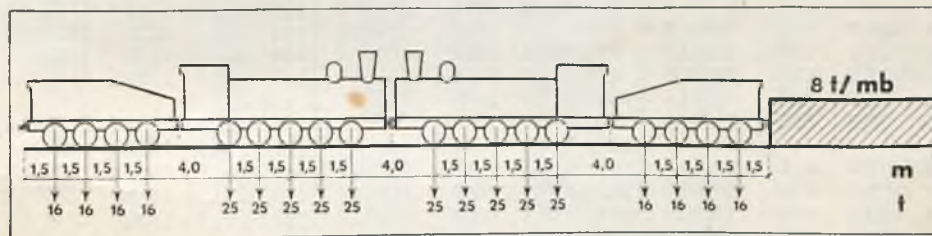
n	l	$\sum_1^n P$	$M_n$	n	l	$\sum_1^n P$	$M_n$	n	l	$\sum_1^n P$	$M_n$
	m	t	tm		m	t	tm		m	t	tm
106	121,0	1074	70294,0	121	136,0	1194	87304,0	136	151,0	1314	106114,0
107	122,0	1082	71372,0	122	137,0	1202	88502,0	137	152,0	1322	107432,0
108	123,0	1090	72458,0	123	138,0	1210	89708,0	138	153,0	1330	108758,0
109	124,0	1098	73552,0	124	139,0	1218	90922,0	139	154,0	1338	110092,0
110	125,0	1106	74654,0	125	140,0	1226	92144,0	140	155,0	1346	111434,0
111	126,0	1114	75764,0	126	141,0	1234	93374,0	141	156,0	1354	112784,0
112	127,0	1122	76882,0	127	142,0	1242	94612,0	142	157,0	1362	114142,0
113	128,0	1130	78008,0	128	143,0	1250	95858,0	143	158,0	1370	115508,0
114	129,0	1138	79142,0	129	144,0	1258	97112,0	144	159,0	1378	116882,0
115	130,0	1146	80284,0	130	145,0	1266	98374,0	145	160,0	1386	118264,0
116	131,0	1154	81434,0	131	146,0	1274	99644,0	146	161,0	1394	119654,0
117	132,0	1162	82592,0	132	147,0	1282	100922,0	147	162,0	1402	121052,0
118	133,0	1170	83758,0	133	148,0	1290	102208,0	148	163,0	1410	122458,0
119	134,0	1178	84932,0	134	149,0	1298	103502,0	149	164,0	1418	123872,0
120	135,0	1186	86114,0	135	150,0	1306	104804,0	150	165,0	1426	125294,0

Tablica 2.

SCHEMAT II „A”.

NORMA A.

tender 64 t    parowóz 125 t    parowóz 125 t    tender 64 t    wagony 8 t/mb



n	l	$\sum_1^n P$	$M_n$	n	l	$\sum_1^n P$	$M_n$	n	l	$\sum_1^n P$	$M_n$
	m	t	tm		m	t	tm		m	t	tm
1	0	16	0	10	18,5	214	1915,0	19	34,5	378	6804,0
2	1,5	32	24,0	11	20,0	239	2236,0	20	35,5	386	7186,0
3	3,0	48	72,0	12	21,5	264	2594,5	21	36,5	394	7576,0
4	4,5	64	144,0	13	23,0	289	2990,5	22	37,5	402	7974,0
5	8,5	89	400,0	14	24,5	314	3424,0	23	38,5	410	8380,0
6	10,0	114	533,5	15	28,5	330	4680,0	24	39,5	418	8794,0
7	11,5	139	704,5	16	30,0	346	5175,0	25	40,5	426	9216,0
8	13,0	164	913,0	17	31,5	362	5694,0	26	41,5	434	9646,0
9	14,5	189	1159,0	18	33,0	378	6237,0	27	42,5	442	10084,0

Tablica 2.

n	l		$\sum_1^n P$	$M_n$	n	l		$\sum_1^n P$	$M_n$	n	l		$\sum_1^n P$	$M_n$
	m	t				m	t				m	t		
28	43,5	450	10530,0	74	89,5	818	39694,0	120	135,5	1186	85786,0			
29	44,5	458	10984,0	75	90,5	826	40516,0	121	136,5	1194	86976,0			
30	45,5	466	11446,0	76	91,5	834	41346,0	122	137,5	1202	88174,0			
31	46,5	474	11916,0	77	92,5	842	42184,0	123	138,5	1210	89380,0			
32	47,5	482	12394,0	78	93,5	850	43030,0	124	139,5	1218	90594,0			
33	48,5	490	12880,0	79	94,5	858	43884,0	125	140,5	1226	91816,0			
34	49,5	498	13374,0	80	95,5	866	44746,0	126	141,5	1234	93046,0			
35	50,5	506	13876,0	81	96,5	874	45616,0	127	142,5	1242	94284,0			
36	51,5	514	14386,0	82	97,5	882	46494,0	128	143,5	1250	95530,0			
37	52,5	522	14904,0	83	98,5	890	47380,0	129	144,5	1258	96784,0			
38	53,5	530	15430,0	84	99,5	898	48274,0	130	145,5	1266	98046,0			
39	54,5	538	15964,0	85	100,5	906	49176,0	131	146,5	1274	99316,0			
40	55,5	546	16506,0	86	101,5	914	50086,0	132	147,5	1282	100594,0			
41	56,5	554	17056,0	87	102,5	922	51004,0	133	148,5	1290	101880,0			
42	57,5	562	17614,0	88	103,5	930	51930,0	134	149,5	1298	103174,0			
43	58,5	570	18180,0	89	104,5	938	52864,0	135	150,5	1306	104476,0			
44	59,5	578	18754,0	90	105,5	946	53806,0	136	151,5	1314	105786,0			
45	60,5	586	19336,0	91	106,5	954	54756,0	137	152,5	1322	107104,0			
46	61,5	594	19926,0	92	107,5	962	55714,0	138	153,5	1330	108430,0			
47	62,5	602	20524,0	93	108,5	970	56680,0	139	154,5	1338	109764,0			
48	63,5	610	21130,0	94	109,5	978	57654,0	140	155,5	1346	111106,0			
49	64,5	618	21744,0	95	110,5	986	58636,0	141	156,5	1354	112456,0			
50	65,5	626	22366,0	96	111,5	994	59626,0	142	157,5	1362	113814,0			
51	66,5	634	22996,0	97	112,5	1002	60624,0	143	158,5	1370	115180,0			
52	67,5	642	23634,0	98	113,5	1010	61630,0	144	159,5	1378	116554,0			
53	68,5	650	24280,0	99	114,5	1018	62644,0	145	160,5	1386	117936,0			
54	69,5	658	24934,0	100	115,5	1026	63666,0	146	161,5	1394	119326,0			
55	70,5	666	25596,0	101	116,5	1034	64696,0	147	162,5	1402	120724,0			
56	71,5	674	26266,0	102	117,5	1042	65734,0	148	163,5	1410	122130,0			
57	72,5	682	26944,0	103	118,5	1050	66780,0	149	164,5	1418	123544,0			
58	73,5	690	27630,0	104	119,5	1058	67834,0	150	165,5	1426	124966,0			
59	74,5	698	28324,0	105	120,5	1066	68896,0							
60	75,5	706	29026,0	106	121,5	1074	69966,0							
61	76,5	714	29736,0	107	122,5	1082	71044,0							
62	77,5	722	30454,0	108	123,5	1090	72130,0							
63	78,5	730	31180,0	109	124,5	1098	73224,0							
64	79,5	738	31914,0	110	125,5	1106	74326,0							
65	80,5	746	32656,0	111	126,5	1114	75436,0							
66	81,5	754	33406,0	112	127,6	1122	76554,0							
67	82,5	762	34164,0	113	128,5	1130	77680,0							
68	83,5	770	34930,0	114	129,5	1138	78814,0							
69	84,5	778	35704,0	115	130,5	1146	79956,0							
70	85,5	786	36486,0	116	131,5	1154	81106,0							
71	86,5	794	37276,0	117	132,5	1162	82264,0							
72	87,5	802	38074,0	118	133,5	1170	83430,0							
73	88,5	810	38880,0	119	134,5	1178	84604,0							



Tablica 3.

SCHEMAT III „A”.

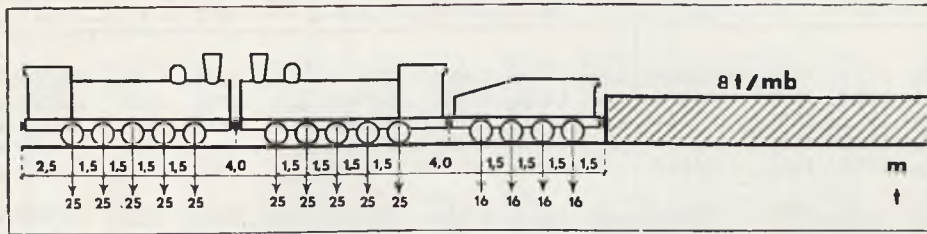
NORMA A.

parowóz 125 t

parowóz 125 t

tender 64 t

wagony 8 t/m b



n	l	$\sum_1^n P$		$M_n$	n	l	$\sum_1^n P$		$M_n$	n	l	$\sum_1^n P$		$M_n$
		m	t				tm	m				t	tm	
1	0	25	0	36	47,0	482	13098,0	71	82,0	762	34868,0			
2	1,5	50	37,5	37	48,0	490	13584,0	72	83,0	770	35634,0			
3	3,0	75	112,5	38	49,0	498	14078,0	73	84,0	778	36408,0			
4	4,5	100	225,0	39	50,0	506	14580,0	74	85,0	786	37190,0			
5	6,0	125	375,0	40	51,0	514	15090,0	75	86,0	794	37980,0			
6	10,0	150	875,0	41	52,0	522	15608,0	76	87,0	802	38778,0			
7	11,5	175	1100,0	42	53,0	530	16134,0	77	88,0	810	39584,0			
8	13,0	200	1362,5	43	54,0	538	16668,0	78	89,0	818	40398,0			
9	14,5	225	1662,5	44	55,0	546	17210,0	79	90,0	826	41220,0			
10	16,0	250	2000,0	45	56,0	554	17760,0	80	91,0	834	42050,0			
11	20,0	266	3000,0	46	57,0	562	18318,0	81	92,0	842	42888,0			
12	21,5	282	3399,0	47	58,0	570	18884,0	82	93,0	850	43734,0			
13	23,0	298	3822,0	48	59,0	578	19458,0	83	94,0	858	44588,0			
14	24,5	314	4269,0	49	60,0	586	20040,0	84	95,0	866	45450,0			
15	26,0	314	4740,0	50	61,0	594	20630,0	85	96,0	874	46320,0			
16	27,0	322	5058,0	51	62,0	602	21228,0	86	97,0	882	47198,0			
17	28,0	330	5384,0	52	63,0	610	21834,0	87	98,0	890	48084,0			
18	29,0	338	5718,0	53	64,0	618	22448,0	88	99,0	898	48978,0			
19	30,0	346	6060,0	54	65,0	626	23070,0	89	100,0	906	49880,0			
20	31,0	354	6410,0	55	66,0	634	23700,0	90	101,0	914	50790,0			
21	32,0	362	6768,0	56	67,0	642	24338,0	91	102,0	922	51708,0			
22	33,0	370	7134,0	57	68,0	650	24984,0	92	103,0	930	52634,0			
23	34,0	378	7508,0	58	69,0	658	25638,0	93	104,0	938	53568,0			
24	35,0	386	7890,0	59	70,0	666	26300,0	94	105,0	946	54510,0			
25	36,0	394	8280,0	60	71,0	674	26970,0	95	106,0	954	55460,0			
26	37,0	402	8678,0	61	72,0	682	27648,0	96	107,0	962	56418,0			
27	38,0	410	9084,0	62	73,0	690	28334,0	97	108,0	970	57384,0			
28	39,0	418	9498,0	63	74,0	698	29028,0	98	109,0	978	58358,0			
29	40,0	426	9920,0	64	75,0	706	29730,0	99	110,0	986	59340,0			
30	41,0	434	10350,0	65	76,0	714	30440,0	100	111,0	994	60330,0			
31	42,0	442	10788,0	66	77,0	722	31158,0	101	112,0	1002	61328,0			
32	43,0	450	11234,0	67	78,0	730	31884,0	102	113,0	1010	62334,0			
33	44,0	458	11688,0	68	79,0	738	32618,0	103	114,0	1018	63348,0			
34	45,0	466	12150,0	69	80,0	746	33360,0	104	115,0	1026	64370,0			
35	46,0	474	12620,0	70	81,0	754	34110,0	105	116,0	1034	65400,0			

Tablica 3.

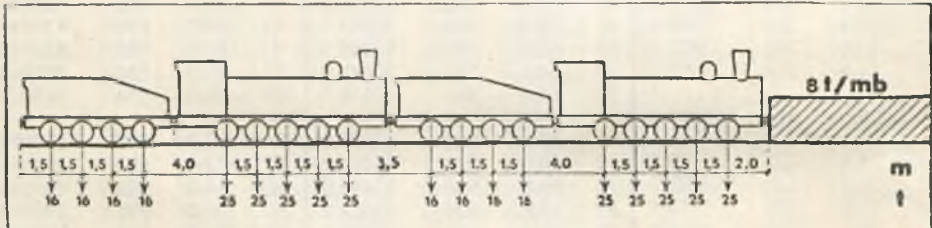
n	l	$\sum_1^n P$	$M_n$	n	l	$\sum_1^n P$	$M_n$	n	l	$\sum_1^n P$	$M_n$
	m	t	tm		m	t	tm		m	t	tm
106	117,0	1042	66438,0	121	132,0	1162	82968,0	136	147,0	1282	101298,0
107	118,0	1050	67484,0	122	133,0	1170	84134,0	137	148,0	1290	102584,0
108	119,0	1058	68538,0	123	134,0	1178	85308,0	138	149,0	1298	103878,0
109	120,0	1066	69600,0	124	135,0	1186	86490,0	139	150,0	1306	105180,0
110	121,0	1074	70670,0	125	136,0	1194	87680,0	140	151,0	1314	106490,0
111	122,0	1082	71748,0	126	137,0	1202	88878,0	141	152,0	1322	107808,0
112	123,0	1090	72834,0	127	138,0	1210	90084,0	142	153,0	1330	109134,0
113	124,0	1098	73928,0	128	139,0	1218	91298,0	143	154,0	1338	110468,0
114	125,0	1106	75030,0	129	140,0	1226	92520,0	144	155,0	1346	111810,0
115	126,0	1114	76140,0	130	141,0	1234	93750,0	145	156,0	1354	113160,0
116	127,0	1122	77258,0	131	142,0	1242	94988,0	146	157,0	1362	114518,0
117	128,0	1130	78384,0	132	143,0	1250	96234,0	147	158,0	1370	115884,0
118	129,0	1138	79518,0	133	144,0	1258	97488,0	148	159,0	1378	117258,0
119	130,0	1146	80660,0	134	145,0	1266	98750,0	149	160,0	1386	118640,0
120	131,0	1154	81810,0	135	146,0	1274	100020,0	150	161,0	1394	120030,0

Tablica 4.

SCHEMAT IV „A”.

NORMA A.

tender 64 t    parowóz 125 t    tender 64 t    parowóz 125 t    wagony 8 t m b



n	l	$\sum_1^n P$	$M_n$	n	l	$\sum_1^n P$	$M_n$	n	l	$\sum_1^n P$	$M_n$
	m	t	tm		m	t	tm		m	t	tm
1	0	16	0	10	18,0	205	1820,5	19	34,5	378	6476,0
2	1,5	32	24,0	11	19,5	221	2128,0	20	35,5	386	6858,0
3	3,0	48	72,0	12	21,0	237	2459,5	21	36,5	394	7248,0
4	4,5	64	144,0	13	22,5	253	2815,0	22	37,5	402	7646,0
5	8,5	89	400,0	14	26,5	278	3827,0	23	38,5	410	8052,0
6	10,0	114	533,5	15	28,0	303	4244,0	24	39,5	418	8466,0
7	11,5	139	704,5	16	29,5	328	4698,5	25	40,5	426	8888,0
8	13,0	164	913,0	17	31,0	353	5190,5	26	41,5	434	9318,0
9	14,5	189	1159,0	18	32,5	378	5720,0	27	42,5	442	9756,0

Tablica 4.

n	l	$\sum_1^n P$	$M_n$	n	l	$\sum_1^n P$	$M_n$	n	l	$\sum_1^n P$	$M_n$
	m	t	tm		m	t	tm		m	t	tm
28	43,5	450	10202,0	76	91,5	834	41018,0	124	139,5	1218	90266,0
29	44,5	458	10656,0	77	92,5	842	41856,0	125	140,5	1226	91488,0
30	45,5	466	11118,0	78	93,5	850	42702,0				
				79	94,5	858	43556,0	126	141,5	1234	92718,0
31	46,5	474	11588,0	80	95,5	866	44418,0	127	142,5	1242	93956,0
32	47,5	482	12066,0					128	143,5	1250	95202,0
33	48,5	490	12552,0	81	96,5	874	45288,0	129	144,5	1258	96456,0
34	49,5	498	13046,0	82	97,5	882	46166,0	130	145,5	1266	97718,0
35	50,5	506	13548,0	83	98,5	890	47052,0				
				84	99,5	898	47946,0	131	146,5	1274	98988,0
36	51,5	514	14058,0	85	100,5	906	48848,0	132	147,5	1282	100266,0
37	52,5	522	14576,0					133	148,5	1290	101552,0
38	53,5	530	15102,0	86	101,5	914	49758,0	134	149,5	1298	102846,0
39	54,5	538	15636,0	87	102,5	922	50676,0	135	150,5	1306	104148,0
40	55,5	546	16178,0	88	103,5	930	51602,0				
				89	104,5	938	52536,0	136	151,5	1314	105458,0
41	56,5	554	16728,0	90	105,5	946	53478,0	137	152,5	1322	106776,0
42	57,5	562	17286,0					138	153,5	1330	108102,0
43	58,5	570	17852,0	91	106,5	954	54428,0	139	154,5	1338	109436,0
44	59,5	578	18426,0	92	107,5	962	55386,0	140	155,5	1346	110778,0
45	60,5	586	19008,0	93	108,5	970	56352,0				
				94	109,5	978	57326,0	141	156,5	1354	112128,0
46	61,5	594	19598,0	95	110,5	986	58308,0	142	157,5	1362	113486,0
47	62,5	602	20196,0					143	158,5	1370	114852,0
48	63,5	610	20802,0	96	111,5	994	59298,0	144	159,5	1378	116226,0
49	64,5	618	21416,0	97	112,5	1002	60296,0	145	160,5	1386	117608,0
50	65,5	626	22038,0	98	113,5	1010	61302,0				
				99	114,5	1018	62316,0	146	161,5	1394	118998,0
51	66,5	634	22668,0	100	115,5	1026	63338,0	147	162,5	1402	120396,0
52	67,5	642	23306,0					148	163,5	1410	121802,0
53	68,5	650	23952,0	101	116,5	1034	64368,0	149	164,5	1418	123216,0
54	69,5	658	24606,0	102	117,5	1042	65406,0	150	165,5	1426	124638,0
55	70,5	666	25268,0	103	118,5	1050	66452,0				
				104	119,5	1058	67506,0				
56	71,5	674	25938,0	105	120,5	1066	68568,0				
57	72,5	682	26616,0								
58	73,5	690	27302,0	106	121,5	1074	69638,0				
59	74,5	698	27996,0	107	122,5	1082	70716,0				
60	75,5	706	28698,0	108	123,5	1090	71802,0				
				109	124,5	1098	72896,0				
61	76,5	714	29408,0	110	125,5	1106	73998,0				
62	77,5	722	30126,0								
63	78,5	730	30852,0	111	126,5	1114	75108,0				
64	79,5	738	31586,0	112	127,5	1122	76226,0				
65	80,5	746	32328,0	113	128,5	1130	77352,0				
				114	129,5	1138	78486,0				
66	81,5	754	33078,0	115	130,5	1146	79628,0				
67	82,5	762	33836,0								
68	83,5	770	34602,0	116	131,5	1154	80778,0				
69	84,5	778	35376,0	117	132,5	1162	81936,0				
70	85,5	786	36158,0	118	133,5	1170	83102,0				
				119	134,5	1178	84276,0				
71	86,5	794	36948,0	120	135,5	1186	85458,0				
72	87,5	802	37746,0								
73	88,5	810	38552,0	121	136,5	1194	86648,0				
74	89,5	818	39366,0	122	137,5	1202	87846,0				
75	90,5	826	40188,0	123	138,5	1210	89052,0				



Tablica 5.

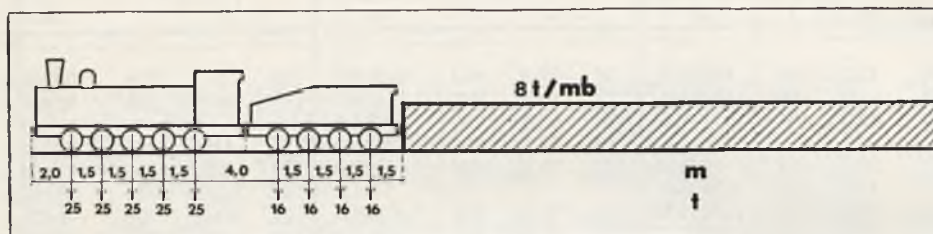
SCHEMAT V „A”.

NORMA A.

parowóz 125 t

tender 64 t

wagony 8 t/m b



n	l	$\sum_1^n P$	$M_n$	n	l	$\sum_1^n P$	$M_n$	n	l	$\sum_1^n P$	$M_n$
1	0	25	0	36	42,0	397	9483,0	71	77,0	677	28278,0
3	1,5	50	37,5	37	43,0	405	9884,0	72	78,0	685	28959,0
3	3,0	75	112,5	38	44,0	413	10293,0	73	79,0	693	29648,0
4	4,5	100	225,0	39	45,0	421	10710,0	74	80,0	701	30345,0
5	6,0	125	375,0	40	46,0	429	11135,0	75	81,0	709	31050,0
6	10,0	141	875,0	41	47,0	437	11568,0	76	82,0	717	31763,0
7	11,5	157	1086,5	42	48,0	445	12009,0	77	83,0	725	32484,0
8	13,0	173	1322,0	43	49,0	453	12458,0	78	84,0	733	33213,0
9	14,5	189	1581,5	44	50,0	461	12915,0	79	85,0	741	33950,0
10	16,0	189	1865,0	45	51,0	469	13380,0	80	86,0	749	34695,0
11	17,0	197	2058,0	46	52,0	477	13853,0	81	87,0	757	35448,0
12	18,0	205	2259,0	47	53,0	485	14334,0	82	88,0	765	36209,0
13	19,0	213	2468,0	48	54,0	493	14823,0	83	89,0	773	36978,0
14	20,0	221	2685,0	49	55,0	501	15320,0	84	90,0	781	37755,0
15	21,0	229	2910,0	50	56,0	509	15825,0	85	91,0	789	38540,0
16	22,0	237	3143,0	51	57,0	517	16338,0	86	92,0	797	39333,0
17	23,0	245	3384,0	52	58,0	525	16859,0	87	93,0	805	40134,0
18	24,0	253	3633,0	53	59,0	533	17388,0	88	94,0	813	40943,0
19	25,0	261	3890,0	54	60,0	541	17925,0	89	95,0	821	41760,0
20	26,0	269	4155,0	55	61,0	549	18470,0	90	96,0	829	42585,0
21	27,0	277	4428,0	56	62,0	557	19023,0	91	97,0	837	43418,0
22	28,0	285	4709,0	57	63,0	565	19584,0	92	98,0	845	44259,0
23	29,0	293	4998,0	58	64,0	573	20153,0	93	99,0	853	45108,0
24	30,0	301	5295,0	59	65,0	581	20730,0	94	100,0	861	45965,0
25	31,0	309	5600,0	60	66,0	589	21315,0	95	101,0	869	46830,0
26	32,0	317	5913,0	61	67,0	597	21908,0	96	102,0	877	47703,0
27	33,0	325	6234,0	62	68,0	605	22509,0	97	103,0	885	48584,0
28	34,0	333	6563,0	63	69,0	613	23118,0	98	104,0	893	49473,0
29	35,0	341	6900,0	64	70,0	621	23735,0	99	105,0	901	50370,0
30	36,0	349	7245,0	65	71,0	629	24360,0	100	106,0	909	51275,0
31	37,0	357	7598,0	66	72,0	637	24993,0	101	107,0	917	52188,0
32	38,0	365	7959,0	67	73,0	645	25634,0	102	108,0	925	53109,0
33	39,0	373	8328,0	68	74,0	653	26283,0	103	109,0	933	54038,0
34	40,0	381	8705,0	69	75,0	661	26940,0	104	110,0	941	54975,0
35	41,0	389	9090,0	70	76,0	669	27605,0	105	111,0	949	55920,0

Tablica 5.

n	l	$\sum_1^n P$	$M_n$	n	l	$\sum_1^n P$	$M_n$	n	l	$\sum_1^n P$	$M_n$
	m	t	tm		m	t	tm		m	t	tm
106	112,0	957	56873,0	121	127,0	1077	72128,0	136	142,0	1197	89183,0
107	113,0	965	57834,0	122	128,0	1085	73209,0	137	143,0	1205	90384,0
108	114,0	973	58803,0	123	129,0	1093	74298,0	138	144,0	1213	91593,0
109	115,0	981	59780,0	124	130,0	1101	75395,0	139	145,0	1221	92810,0
110	116,0	989	60765,0	125	131,0	1109	76500,0	140	146,0	1229	94035,0
111	117,0	997	61758,0	126	132,0	1117	77613,0	141	147,0	1237	95268,0
112	118,0	1005	62759,0	127	133,0	1125	78734,0	142	148,0	1245	96509,0
113	119,0	1013	63768,0	128	134,0	1133	79863,0	143	149,0	1253	97758,0
114	120,0	1021	64785,0	129	135,0	1141	81000,0	144	150,0	1261	99015,0
115	121,0	1029	65810,0	130	136,0	1149	82145,0	145	151,0	1269	100280,0
116	122,0	1037	66843,0	131	137,0	1157	83298,0	146	152,0	1277	101553,0
117	123,0	1045	67884,0	132	138,0	1165	84459,0	147	153,0	1285	102834,0
118	124,0	1053	68933,0	133	139,0	1173	85628,0	148	154,0	1293	104123,0
119	125,0	1061	69990,0	134	140,0	1181	86805,0	149	155,0	1301	105420,0
120	126,0	1069	71055,0	135	141,0	1189	87990,0	150	156,0	1309	106725,0

Tablica 6.

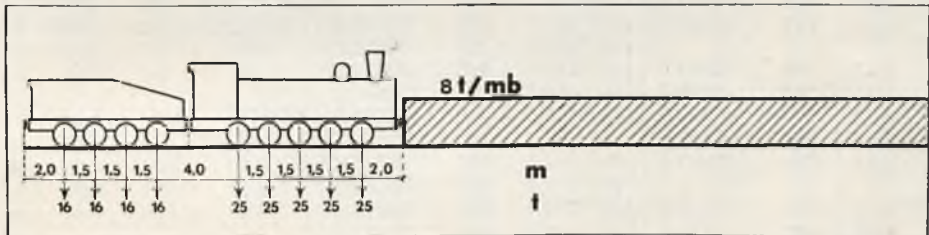
SCHEMAT VI „A”.

NORMA A.

tender 64 t

parowóz 125 t

wagony 8 t/m b



n	l	$\sum_1^n P$	$M_n$	n	l	$\sum_1^n P$	$M_n$	n	l	$\sum_1^n P$	$M_n$
	m	t	tm		m	t	tm		m	t	tm
1	0	16	0	11	17,5	197	1730,0	21	27,5	277	4100,0
2	1,5	32	24,0	12	18,5	205	1931,0	22	28,5	285	4381,0
3	3,0	48	72,0	13	19,5	213	2140,0	23	29,5	293	4670,0
4	4,5	64	144,0	14	20,5	221	2357,0	24	30,5	301	4967,0
5	8,5	89	400,0	15	21,5	229	2582,0	25	31,5	309	5272,0
6	10,0	114	533,5	16	22,5	237	2815,0	26	32,5	317	5585,0
7	11,5	139	704,5	17	23,5	245	3056,0	27	33,5	325	5906,0
8	13,0	164	913,5	18	24,5	253	3305,0	28	34,5	333	6235,0
9	14,5	189	1159,0	19	25,5	261	3562,0	29	35,5	341	6572,0
10	16,5	189	1537,0	20	26,5	269	3827,0	30	36,5	349	6917,0

Tablica 6.

n	l	$\frac{n}{1} P$	$M_n$	n	l	$\frac{n}{1} P$	$M_n$	n	l	$\frac{n}{1} P$	$M_n$
	m	t	tm		m	t	tm		m	t	tm
31	37,5	357	7270,0	78	84,5	733	32885,0	126	132,5	1117	77285,0
32	38,5	365	7631,0	79	85,5	741	33622,0	127	133,5	1125	78406,0
33	39,5	373	8000,0	80	86,5	749	34367,0	128	134,5	1133	79535,0
34	40,5	381	8377,0					129	135,5	1141	80672,0
35	41,5	389	8762,0	81	87,5	757	35120,0	130	136,5	1149	81817,0
				82	88,5	765	35881,0				
36	42,5	397	9155,0	83	89,5	773	36650,0	131	137,5	1157	82970,0
37	43,5	405	9556,0	84	90,5	781	37427,0	132	138,5	1165	84131,0
38	44,5	413	9965,0	85	91,5	789	38212,0	133	139,5	1173	85300,0
39	45,5	421	10382,0					134	140,5	1181	86477,0
40	46,5	429	10807,0	86	92,5	797	39005,0	135	141,5	1189	87662,0
				87	93,5	805	39806,0				
41	47,5	437	11240,0	88	94,5	813	40615,0	136	142,5	1197	88855,0
42	48,5	445	11681,0	89	95,5	821	41432,0	137	143,5	1205	90056,0
43	49,5	453	12130,0	90	96,5	829	42257,0	138	144,5	1213	91265,0
44	50,5	461	12587,0					139	145,5	1221	92482,0
45	51,5	469	13052,0	91	97,5	837	43090,0	140	146,5	1229	93707,0
				92	98,5	845	43931,0				
46	52,5	477	13525,0	93	99,5	853	44780,0	141	147,5	1237	94940,0
47	53,5	485	14006,0	94	100,5	861	45637,0	142	148,5	1245	96181,0
48	54,5	493	14495,0	95	101,5	869	46502,0	143	149,5	1253	97430,0
49	55,5	501	14992,0					144	150,5	1261	98687,0
50	56,5	509	15497,0	96	102,5	877	47375,0	145	151,5	1269	99952,0
				97	103,5	885	48256,0				
51	57,5	517	16010,0	98	104,5	893	49145,0	146	152,5	1277	101225,0
52	58,5	525	16531,0	99	105,5	901	50042,0	147	153,5	1285	102506,0
53	59,5	533	17060,0	100	106,5	909	50947,0	148	154,5	1293	103795,0
54	60,5	541	17597,0					149	155,5	1301	105092,0
55	61,5	549	18142,0	101	107,5	917	51860,0	150	156,5	1309	106397,0
				102	108,5	925	52781,0				
56	62,5	557	18695,0	103	109,5	933	53710,0				
57	63,5	565	19256,0	104	110,5	941	54647,0				
58	64,5	573	19825,0	105	111,5	949	55592,0				
59	65,5	581	20402,0								
60	66,5	589	20987,0	106	112,5	957	56545,0				
				107	113,5	965	57506,0				
61	67,5	597	21580,0	108	114,5	973	58475,0				
62	68,5	605	22181,0	109	115,5	981	59452,0				
63	69,5	613	22790,0	110	116,5	989	60437,0				
64	70,5	621	23407,0								
65	71,5	629	24032,0	111	117,5	997	61430,0				
				112	118,5	1005	62431,0				
66	72,5	637	24665,0	113	119,5	1013	63440,0				
67	73,5	645	25306,0	114	120,5	1021	64457,0				
68	74,5	653	25955,0	115	121,5	1029	65482,0				
69	75,5	661	26612,0								
70	76,5	669	27277,0	116	122,5	1037	66515,0				
				117	123,5	1045	67556,0				
71	77,5	677	27950,0	118	124,5	1053	68605,0				
72	78,5	685	28631,0	119	125,5	1061	69662,0				
73	79,5	693	29320,0	120	126,5	1069	70727,0				
74	80,5	701	30017,0								
75	81,5	709	30722,0	121	127,5	1077	71800,0				
				122	128,5	1085	72881,0				
76	82,5	717	31435,0	123	129,5	1093	73970,0				
77	83,5	725	32156,0	124	130,5	1101	75067,0				
				125	131,5	1109	76172,0				

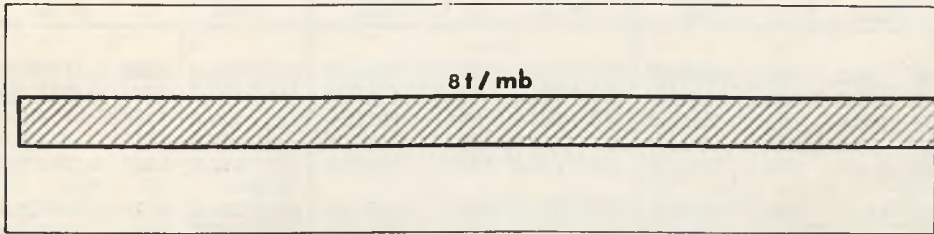


Tablica 7.

SCHEMAT VII „A“.

NORMA A.

wagony 8 t m b



n	l	$\frac{n}{t} P$	$M_n$	n	l	$\frac{n}{t} P$	$M_n$	n	l	$\frac{n}{t} P$	$M_n$
1	1,0	8	4,0	36	36,0	288	5184,0	71	71,0	568	20164,0
2	2,0	16	16,0	37	37,0	296	5476,0	72	72,0	576	20736,0
3	3,0	24	36,0	38	38,0	304	5776,0	73	73,0	584	21316,0
4	4,0	32	64,0	39	39,0	312	6084,0	74	74,0	592	21904,0
5	5,0	40	100,0	40	40,0	320	6400,0	75	75,0	600	22500,0
6	6,0	48	144,0	41	41,0	328	6724,0	76	76,0	608	23104,0
7	7,0	56	196,0	42	42,0	336	7056,0	77	77,0	616	23716,0
8	8,0	64	256,0	43	43,0	344	7396,0	78	78,0	624	24336,0
9	9,0	72	324,0	44	44,0	352	7744,0	79	79,0	632	24964,0
10	10,0	80	400,0	45	45,0	360	8100,0	80	80,0	640	25600,0
11	11,0	88	484,0	46	46,0	368	8464,0	81	81,0	648	26244,0
12	12,0	96	576,0	47	47,0	376	8836,0	82	82,0	656	26896,0
13	13,0	104	676,0	48	48,0	384	9216,0	83	83,0	664	27556,0
14	14,0	112	784,0	49	49,0	392	9604,0	84	84,0	672	28224,0
15	15,0	120	900,0	50	50,0	400	10000,0	85	85,0	680	28900,0
16	16,0	128	1024,0	51	51,0	408	10404,0	86	87,0	688	29584,0
17	17,0	136	1156,0	52	52,0	416	10816,0	87	87,0	696	30276,0
18	18,0	144	1296,0	53	53,0	424	11236,0	88	88,0	704	30976,0
19	19,0	152	1444,0	54	54,0	432	11664,0	89	89,0	712	31684,0
20	20,0	160	1600,0	55	55,0	440	12100,0	90	90,0	720	32400,0
21	21,0	168	1764,0	56	56,0	448	12544,0	91	91,0	728	33124,0
22	22,0	176	1936,0	57	57,0	456	12996,0	92	92,0	736	33856,0
23	23,0	184	2116,0	58	58,0	464	13456,0	93	93,0	744	34596,0
24	24,0	192	2304,0	59	59,0	472	13924,0	94	94,0	752	35344,0
25	25,0	200	2500,0	60	60,0	480	14400,0	95	95,0	760	36100,0
26	26,0	208	2704,0	61	61,0	488	14884,0	96	96,0	768	36864,0
27	27,0	216	2916,0	62	62,0	496	15376,0	97	97,0	776	37636,0
28	28,0	224	3136,0	63	63,0	504	15876,0	98	98,0	784	38416,0
29	29,0	232	3364,0	64	64,0	512	16384,0	99	99,0	792	39204,0
30	30,0	240	3600,0	65	65,0	520	16900,0	100	100,0	800	40000,0
31	31,0	248	3844,0	66	67,0	528	17424,0	101	101,0	808	40804,0
32	32,0	256	4096,0	67	67,0	536	17956,0	102	102,0	816	41616,0
33	33,0	264	4356,0	68	68,0	544	18496,0	103	103,0	824	42436,0
34	34,0	272	4624,0	69	69,0	552	19044,0	104	104,0	832	43264,0
35	35,0	280	4900,0	70	70,0	560	19600,0	105	105,0	840	44100,0

Tablica 7.

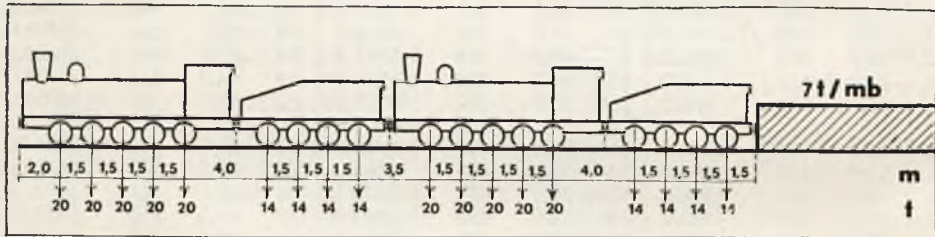
n	l	$\sum_1^n P$	$M_n$	n	l	$\sum_1^n P$	$M_n$	n	l	$\sum_1^n P$	$M_n$
	m	t	tm		m	t	tm		m	t	tm
106	106,0	848	44944,0	121	121,0	968	58564,0	136	136,0	1088	73984,0
107	107,0	856	45796,0	122	122,0	976	59536,0	137	137,0	1096	75076,0
108	108,0	864	46656,0	123	123,0	984	60516,0	138	138,0	1104	76176,0
109	109,0	872	47524,0	124	124,0	992	61504,0	139	139,0	1112	77284,0
110	110,0	880	48400,0	125	125,0	1000	62500,0	140	140,0	1120	78400,0
111	111,0	888	49284,0	126	126,0	1008	63504,0	141	141,0	1128	79524,0
112	112,0	896	50176,0	127	127,0	1016	64516,0	142	142,0	1136	80656,0
113	113,0	904	51076,0	128	128,0	1024	65536,0	143	143,0	1144	81796,0
114	114,0	912	51984,0	129	129,0	1032	66564,0	144	144,0	1152	82944,0
115	115,0	920	52900,0	130	130,0	1040	67600,0	145	145,0	1160	84100,0
116	116,0	928	53824,0	131	131,0	1048	68644,0	146	146,0	1168	85264,0
117	117,0	936	54756,0	132	132,0	1056	69696,0	147	147,0	1176	86436,0
118	118,0	944	55696,0	133	133,0	1064	70756,0	148	148,0	1184	87616,0
119	119,0	952	56644,0	134	134,0	1072	71824,0	149	149,0	1192	88804,0
120	120,0	960	57600,0	135	135,0	1080	72900,0	150	150,0	1200	90000,0

Tablica 8.

SCHEMAT I „B”.

NORMA B.

parowóz 100 t    tender 56 t    parowóz 100 t    tender 56 t    wagony 7 t m b



n	l	$\sum_1^n P$	$M_n$	n	l	$\sum_1^n P$	$M_n$	n	l	$\sum_1^n P$	$M_n$
	m	t	tm		m	t	tm		m	t	tm
1	0	20	0	10	18,0	176	1822,0	19	34,0	312	5828,0
2	1,5	40	30,0	11	19,5	196	2086,0	20	35,0	319	6143,5
3	3,0	60	90,0	12	21,0	216	2380,0	21	36,0	326	6466,0
4	4,5	80	180,0	13	22,5	236	2704,0	22	37,0	333	6795,5
5	6,0	100	300,0	14	24,0	256	3058,0	23	38,0	340	7132,0
6	10,0	114	700,0	15	28,0	270	4082,0	24	39,0	347	7475,5
7	11,5	128	871,0	16	29,5	284	4487,0	25	40,0	354	7826,0
8	13,0	142	1063,0	17	31,0	298	4913,0	26	41,0	361	8183,5
9	14,5	156	1276,0	18	32,5	312	5360,0	27	42,0	368	8548,0
								28	43,0	375	8919,5

Tablica 8.

n	l	$\sum_1^n P$	$M_n$	n	l	$\sum_1^n P$	$M_n$	n	l	$\sum_1^n P$	$M_n$
	m	t	tm		m	t	tm		m	t	tm
29	44,0	382	9298,0	76	91,0	711	34983,5	124	139,0	1047	77175,5
30	45,0	389	9683,5	77	92,0	718	35698,0	125	140,0	1054	78226,0
				78	93,0	725	36419,5				
31	46,0	396	10076,0	79	94,0	732	37148,0	126	141,0	1061	79283,5
32	47,0	403	10475,5	80	95,0	739	37883,5	127	142,0	1068	80348,0
33	48,0	410	10882,0					128	143,0	1075	81419,5
34	49,0	417	11295,5	81	96,0	746	38626,0	129	144,0	1082	82498,0
35	50,0	424	11716,0	82	97,0	753	39375,5	130	145,0	1089	83583,5
				83	98,0	760	40132,0				
36	51,0	431	12143,5	84	99,0	767	40895,5	131	146,0	1096	84676,0
37	52,0	438	12578,0	85	100,0	774	41666,0	132	147,0	1103	85775,5
38	53,0	445	13019,5					133	148,0	1110	86882,0
39	54,0	452	13468,0	86	101,0	781	42443,5	134	149,0	1117	87995,5
40	55,0	459	13923,5	87	102,0	788	43228,0	135	150,0	1124	89116,0
				88	103,0	795	44019,5				
41	56,0	466	14386,0	89	104,0	802	44818,0	136	151,0	1131	90243,5
42	57,0	473	14855,5	90	105,0	809	45623,5	137	152,0	1138	91378,0
43	58,0	480	15332,0					138	153,0	1145	92519,5
44	59,0	487	15815,5	91	106,0	816	46436,0	139	154,0	1152	93668,0
45	60,0	494	16306,0	92	107,0	823	47255,5	140	155,0	1159	94823,5
				93	108,0	830	48082,0				
46	61,0	501	16803,5	94	109,0	837	48915,5	141	156,0	1166	95986,0
47	62,0	508	17308,0	95	110,0	844	49756,0	142	157,0	1173	97155,5
48	63,0	515	17819,5					143	158,0	1180	98332,0
49	64,0	522	18338,0	96	111,0	851	50603,5	144	159,0	1187	99515,5
50	65,0	529	18863,5	97	112,0	858	51458,0	145	160,0	1194	100706,0
				98	113,0	865	52319,5				
51	66,0	536	19396,0	99	114,0	872	53188,0	146	161,0	1201	101903,5
52	67,0	543	19935,5	100	115,0	879	54063,5	147	162,0	1208	103108,0
53	68,0	550	20482,0					148	163,0	1215	104319,5
54	69,0	557	21035,5	101	116,0	886	54946,0	149	164,0	1222	105538,0
55	70,0	564	21596,0	102	117,0	893	55835,5	150	165,0	1229	106763,5
				103	118,0	900	56732,0				
56	71,0	571	22163,5	104	119,0	907	57635,5				
57	72,0	578	22738,0	105	120,0	914	58546,0				
58	73,0	585	23319,5								
59	74,0	592	23908,0	106	121,0	921	59463,5				
60	75,0	599	24503,5	107	122,0	928	60388,0				
				108	123,0	935	61319,5				
61	76,0	606	25106,0	109	124,0	942	62258,0				
62	77,0	613	25715,5	110	125,0	949	63203,5				
63	78,0	620	26332,0								
64	79,0	627	26955,5	111	126,0	956	64156,0				
65	80,0	634	27586,0	112	127,0	963	65115,5				
				113	128,0	970	66082,0				
66	81,0	641	28223,5	114	129,0	977	67055,5				
67	82,0	648	28868,0	115	130,0	984	68036,0				
68	83,0	655	29519,5								
69	84,0	662	30178,0	116	131,0	991	69023,5				
70	85,0	669	30843,5	117	132,0	998	70018,0				
				118	133,0	1005	71019,5				
71	86,0	676	31516,0	119	134,0	1012	72028,0				
72	87,0	683	32195,5	120	135,0	1019	73043,5				
73	88,0	690	32882,0								
74	89,0	697	33575,5	121	136,0	1026	74066,0				
75	90,0	704	34276,0	122	137,0	1033	75095,5				
				123	138,0	1040	76132,0				





Tablica 9.

n	l	$\frac{n}{1} \sum P$		$M_n$	n	l	$\frac{n}{1} \sum P$		$M_n$	n	l	$\frac{n}{1} \sum P$		$M_n$
		m	t				m	t				m	t	
106	121,5	921	59251,5	121	136,5	1026	73854,0	136	151,5	1131	90031,5			
107	122,5	928	60176,0	122	137,5	1033	74883,5	137	152,5	1138	91166,0			
108	123,5	935	61107,5	123	138,5	1040	75920,0	138	153,5	1145	92307,5			
109	124,5	942	62046,0	124	139,5	1047	76963,0	139	154,5	1152	93456,0			
110	125,5	949	62991,5	125	140,5	1054	78014,0	140	155,5	1159	94611,5			
111	126,5	956	63944,0	126	141,5	1061	79071,5	141	156,5	1166	95774,0			
112	127,5	963	64903,5	127	142,5	1068	80136,0	142	157,5	1173	96943,5			
113	128,5	970	65870,0	128	143,5	1075	81207,5	143	158,5	1180	98120,0			
114	129,5	977	66843,5	129	144,5	1082	82286,0	144	159,5	1187	99303,5			
115	130,5	984	67824,0	130	145,5	1089	83371,5	145	160,5	1194	100494,0			
116	131,5	991	68811,5	131	146,5	1096	84464,0	146	161,5	1201	101691,5			
117	132,5	998	69806,0	132	147,5	1103	85563,5	147	162,5	1208	102896,0			
118	133,5	1005	70807,5	133	148,5	1110	86670,0	148	163,5	1215	104107,5			
119	134,5	1012	71816,0	134	149,5	1117	87783,5	149	164,5	1222	105326,0			
120	135,5	1019	72831,5	135	150,5	1124	88904,0	150	165,5	1229	106551,5			

Tablica 10.

SCHEMAT III „B”.

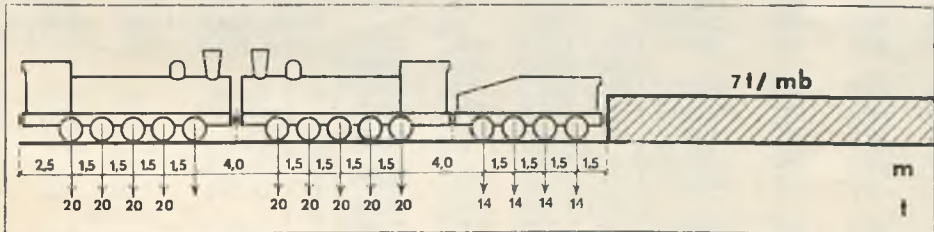
NORMA B.

parowóz 100 t

parowóz 100 t

tender 56 t

wagony 7 t/m b



n	l	$\frac{n}{1} \sum P$		$M_n$	n	l	$\frac{n}{1} \sum P$		$M_n$	n	l	$\frac{n}{1} \sum P$		$M_n$
		m	t				m	t				m	t	
1	0	20	0	11	20,0	214	2400,0	21	33,0	298	5472,0			
2	1,5	40	30,0	12	21,5	228	2721,0	22	33,0	305	5773,5			
3	3,0	60	90,0	13	23,0	242	3063,0	23	34,0	312	6082,0			
4	4,5	80	180,0	14	24,5	256	3426,0	24	35,0	319	6397,5			
5	6,0	100	300,0	15	26,0	256	3810,0	25	36,0	326	6720,0			
6	10,0	120	700,0	16	27,0	263	4069,5	26	37,0	333	7049,5			
7	11,5	140	880,0	17	28,0	270	4336,0	27	38,0	340	7386,0			
8	13,0	160	1090,0	18	29,0	277	4609,5	28	39,0	347	7729,5			
9	14,5	180	1330,0	19	30,0	284	4890,0	29	40,0	354	8080,0			
10	16,0	200	1600,0	20	31,0	291	5177,5	30	41,0	361	8437,5			

Tablica 10.

n	l	$\sum_1^n P$	$M_n$	n	l	$\sum_1^n P$	$M_n$	n	l	$\sum_1^n P$	$M_n$
	m	t	tm		m	t	tm		m	t	tm
31	42,0	368	8802,0	78	89,0	697	33829,5	126	137,0	1033	75349,5
32	43,0	375	9173,5	79	90,0	704	34530,0	127	138,0	1040	76386,0
33	44,0	382	9552,0	80	91,0	711	35237,5	128	139,0	1047	77429,5
34	45,0	389	9937,5					129	140,0	1054	78480,0
35	46,0	396	10330,0	81	92,0	718	35952,0	130	141,0	1061	79537,5
				82	93,0	725	36673,5				
36	47,0	403	10729,5	83	94,0	732	37402,0	131	142,0	1068	80602,0
37	48,0	410	11136,0	84	95,0	739	38137,5	132	143,0	1075	81673,5
38	49,0	417	11549,5	85	96,0	746	38880,0	133	144,0	1082	82752,0
39	50,0	424	11970,0					134	145,0	1089	83837,5
40	51,0	431	12397,5	86	97,0	753	39629,5	135	146,0	1096	84930,0
				87	98,0	760	40386,0				
41	52,0	438	12832,0	88	99,0	767	41149,5	136	147,0	1103	86029,5
42	53,0	445	13273,5	89	100,0	774	41920,0	137	148,0	1110	87136,0
43	54,0	452	13722,0	90	101,0	781	42697,5	138	149,0	1117	88249,5
44	55,0	459	14177,5					139	150,0	1124	89370,0
45	56,0	466	14640,0	91	102,0	788	43482,0	140	151,0	1131	90497,5
				92	103,0	795	44273,5				
46	57,0	473	15109,5	93	104,0	802	45072,0	141	152,0	1138	91632,0
47	58,0	480	15586,0	94	105,0	809	45877,5	142	153,0	1145	92773,5
48	59,0	487	16069,5	95	106,0	816	46690,0	143	154,0	1152	93922,0
49	60,0	494	16560,0					144	155,0	1159	95077,5
50	61,0	501	17057,5	96	107,0	823	47509,5	145	156,0	1166	96240,0
				97	108,0	830	48336,0				
51	62,0	508	17562,0	98	109,0	837	49169,5	146	157,0	1173	97409,5
52	63,0	515	18073,5	99	110,0	844	50010,0	147	158,0	1180	98586,0
53	64,0	522	18592,0	100	111,0	851	50857,5	148	159,0	1187	99769,5
54	65,0	529	19117,5					149	160,0	1194	100960,0
55	66,0	536	19650,0	101	112,0	858	51712,0	150	161,0	1201	102157,5
				102	113,0	865	52573,5				
56	67,0	543	20189,5	103	114,0	872	53442,0				
57	68,0	550	20736,0	104	115,0	879	54317,5				
58	69,0	557	21289,5	105	116,0	886	55200,0				
59	70,0	564	21850,0								
60	71,0	571	22417,5	106	117,0	893	56089,5				
				107	118,0	900	56986,0				
61	72,0	578	22992,0	108	119,0	907	57889,5				
62	73,0	585	23573,5	109	120,0	914	58800,0				
63	74,0	592	24162,0	110	121,0	921	59717,5				
64	75,0	599	24757,5								
65	76,0	606	25360,0	111	122,0	928	60642,0				
				112	123,0	935	61573,5				
66	77,0	613	25969,5	113	124,0	942	62512,0				
67	78,0	620	26586,0	114	125,0	949	63457,5				
68	79,0	627	27209,5	115	126,0	956	64410,0				
69	80,0	634	27840,0								
70	81,0	641	28477,5	116	127,0	963	65369,5				
				117	128,0	970	66336,0				
71	82,0	648	29122,0	118	129,0	977	67309,5				
72	83,0	655	29773,5	119	130,0	984	68290,0				
73	84,0	662	30432,0	120	131,0	991	69277,5				
74	85,0	669	31097,5								
75	86,0	676	31770,0	121	132,0	998	70272,0				
				122	133,0	1005	71273,5				
76	87,0	683	32449,5	123	134,0	1012	72282,0				
77	88,0	690	33136,0	124	135,0	1019	73297,5				
				125	136,0	1026	74320,0				





Tablica 11.

n	l	$\frac{n}{1} \sum P$		$M_n$	n	l	$\frac{n}{1} \sum P$		$M_n$	n	l	$\frac{n}{1} \sum P$		$M_n$
		m	t				tm	m				t	tm	
106	121,5	921	59039,5	121	136,5	1026	73642,0	136	151,5	1131	89819,5			
107	122,5	928	59964,0	122	137,5	1033	74671,5	137	152,5	1138	90954,0			
108	123,5	935	60895,5	123	138,5	1040	75708,0	138	153,5	1145	92095,5			
109	124,5	942	61834,0	124	139,5	1047	76751,5	139	154,5	1152	93244,0			
110	125,5	949	62779,5	125	140,5	1054	77802,0	140	155,5	1159	94399,5			
111	126,5	956	63732,0	126	141,5	1061	78859,5	141	156,5	1166	95562,0			
112	127,5	963	64691,5	127	142,5	1068	79924,0	142	157,5	1173	96731,5			
113	128,5	970	65658,0	128	143,5	1075	80995,5	143	158,5	1180	97908,0			
114	129,5	977	66631,5	129	144,5	1082	82074,0	144	159,5	1187	99091,5			
115	130,5	984	67612,0	130	145,5	1089	83159,5	145	160,5	1194	100282,0			
116	131,5	991	68599,5	131	146,5	1096	84252,0	146	161,5	1201	101479,5			
117	132,5	998	69594,0	132	147,5	1103	85351,5	147	162,5	1208	102684,0			
118	133,5	1005	70595,5	133	148,5	1110	86458,0	148	163,5	1215	103895,5			
119	134,5	1012	71604,0	134	149,5	1117	87571,5	149	164,5	1222	105114,0			
120	135,5	1019	72619,5	135	150,5	1124	88692,0	150	165,5	1229	106339,5			

Tablica 12.

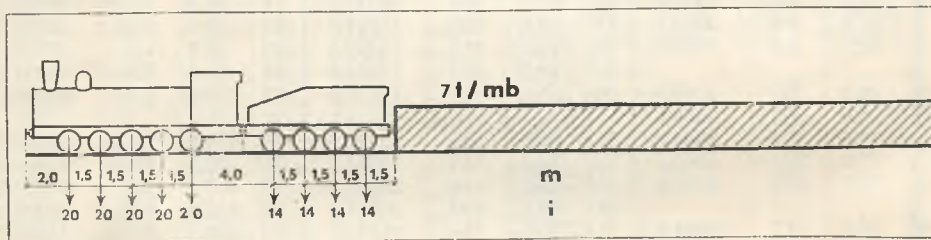
SCHEMAT V „B”.

NORMA B.

parowóz 100 t

tender 56 t

wagony 7 t mb



n	l	$\frac{n}{1} \sum P$		$M_n$	n	l	$\frac{n}{1} \sum P$		$M_n$	n	l	$\frac{n}{1} \sum P$		$M_n$
		m	t				tm	m				t	tm	
1	0	20	0	0	11	17,0	163	1669,5	21	27,0	233	3649,5		
2	1,5	40	30,0	30,0	12	18,0	170	1836,0	22	28,0	240	3886,0		
3	3,0	60	90,0	90,0	13	19,0	177	2009,5	23	29,0	247	4129,5		
4	4,5	80	180,0	180,0	14	20,0	184	2190,0	24	30,0	254	4380,0		
5	6,0	100	300,0	300,0	15	21,0	191	2377,5	25	31,0	261	4637,5		
6	7,5	120	420,0	420,0	16	22,0	198	2572,0	26	32,0	268	4902,0		
7	9,0	140	540,0	540,0	17	23,0	205	2773,5	27	33,0	275	5173,5		
8	10,5	160	660,0	660,0	18	24,0	212	2982,0	28	34,0	282	5452,0		
9	12,0	180	780,0	780,0	19	25,0	219	3197,5	29	35,0	289	5737,5		
10	13,5	200	900,0	900,0	20	26,0	226	3420,0	30	36,0	296	6030,0		

Tablica 12.

n	l	$\frac{n}{l} P$	$M_n$	n	l	$\frac{n}{l} P$	$M_n$	n	l	$\frac{n}{l} P$	$M_n$
	m	t	tm		m	t	tm		m	t	tm
31	37,0	303	6329,5	78	84,0	632	28302,0	126	132,0	968	66702,0
32	38,0	310	6636,0	79	85,0	639	28937,5	127	133,0	975	67673,5
33	39,0	317	6949,5	80	86,0	646	29580,0	128	134,0	982	68652,0
34	40,0	324	7270,0					129	135,0	989	69637,5
35	41,0	331	7597,5	81	87,0	653	30229,5	130	136,0	996	70630,0
				82	88,0	660	30886,0				
36	42,0	338	7932,0	83	89,0	667	31549,5	131	137,0	1003	71629,5
37	43,0	345	8273,5	84	90,0	674	32220,0	132	138,0	1010	72636,0
38	44,0	352	8622,0	85	91,0	681	32897,5	133	139,0	1017	73649,5
39	45,0	359	8977,5					134	140,0	1024	74670,0
40	46,0	366	9340,0	86	92,0	688	33582,0	135	141,0	1031	75697,5
				87	93,0	695	34273,5				
41	47,0	373	9709,5	88	94,0	702	34972,0	136	142,0	1038	76732,0
42	48,0	380	10086,0	89	95,0	709	35677,5	137	143,0	1045	77773,5
43	49,0	387	10469,5	90	96,0	716	36390,0	138	144,0	1052	78822,0
44	50,0	394	10860,0					139	145,0	1059	79877,5
45	51,0	401	11257,5	91	97,0	723	37109,5	140	146,0	1066	80940,0
				92	98,0	730	37836,0				
46	52,0	408	11662,0	93	99,0	737	38569,5	141	147,0	1073	82009,5
47	53,0	415	12073,5	94	100,0	744	39310,0	142	148,0	1080	83086,0
48	54,0	422	12492,0	95	101,0	751	40057,5	143	149,0	1087	84169,5
49	55,0	429	12917,5					144	150,0	1094	85260,0
50	56,0	436	13350,0	96	102,0	758	40812,0	145	151,0	1101	86357,5
				97	103,0	765	41573,5				
51	57,0	443	13789,5	98	104,0	772	42342,0	146	152,0	1108	87462,0
52	58,0	450	14236,0	99	105,0	779	43117,5	147	153,0	1115	88573,5
53	59,0	457	14689,5	100	106,0	786	43900,0	148	154,0	1122	89692,0
54	60,0	464	15150,0					149	155,0	1129	90817,5
55	61,0	471	15617,5	101	107,0	793	44689,5	150	156,0	1136	91950,0
				102	108,0	800	45486,0				
56	62,0	478	16092,0	103	109,0	807	46289,5				
57	63,0	485	16573,5	104	110,0	814	47100,0				
58	64,0	492	17062,0	105	111,0	821	47917,5				
59	65,0	499	17557,5								
60	66,0	506	18060,0	106	112,0	828	48742,0				
				107	113,0	835	49573,5				
61	67,0	513	18569,5	108	114,0	842	50412,0				
62	68,0	520	19086,0	109	115,0	849	51257,5				
63	69,0	527	19609,5	110	116,0	856	52110,0				
64	70,0	534	20140,0								
65	71,0	541	20677,5	111	117,0	863	52969,5				
				112	118,0	870	53836,0				
66	72,0	548	21222,0	113	119,0	877	54709,5				
67	73,0	555	21773,5	114	120,0	884	55590,0				
68	74,0	562	22332,0	115	121,0	891	56477,5				
69	75,0	569	22897,5								
70	76,0	576	23470,0	116	122,0	898	57372,0				
				117	123,0	905	58273,5				
71	77,0	583	24049,5	118	124,0	912	59182,0				
72	78,0	590	24636,0	119	125,0	919	60097,5				
73	79,0	597	25229,5	120	126,0	926	61020,0				
74	80,0	604	25830,0								
75	81,0	611	26437,5	121	127,0	933	61949,5				
				122	128,0	940	62886,0				
76	82,0	618	27052,0	123	129,0	947	63829,5				
77	83,0	625	27673,5	124	130,0	954	64780,0				
				125	131,0	961	65737,5				





Tablica 13.

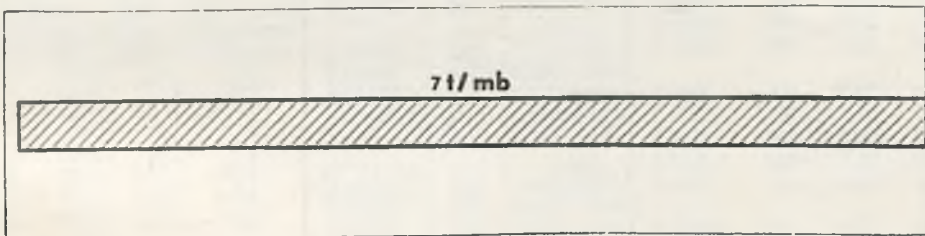
n	l		$\sum_1^n P$	$M_n$	n	l		$\sum_1^n P$	$M_n$	n	l		$\sum_1^n P$	$M_n$
	m	t				m	t				m	t		
106	112,5	828	48530,0	121	127,5	933	61737,5	136	142,5	1038	76520,0			
107	113,5	835	49361,5	122	128,5	940	62674,0	137	143,5	1045	77561,5			
108	114,5	842	50200,0	123	129,5	947	63617,5	138	144,5	1052	78610,0			
109	115,5	849	51045,5	124	130,5	954	64568,0	139	145,5	1059	79665,5			
110	116,5	856	51898,0	125	131,5	961	65525,5	140	146,5	1066	80728,0			
111	117,5	863	52757,5	126	132,5	968	66490,0	141	147,5	1073	81797,5			
112	118,5	870	53624,0	127	133,5	975	67461,5	142	148,5	1080	82874,0			
113	119,5	877	54497,5	128	134,5	982	68440,0	143	149,5	1087	83957,5			
114	120,5	884	55378,0	129	135,5	989	69425,5	144	150,5	1094	85048,0			
115	121,5	891	56265,5	130	136,5	996	70418,0	145	151,5	1101	86145,5			
116	122,5	898	57160,0	131	137,5	1003	71417,5	146	152,5	1108	87250,0			
117	123,5	905	58061,5	132	138,5	1010	72424,0	147	153,5	1115	88361,5			
118	124,5	912	58970,0	133	139,5	1017	73437,5	148	154,5	1122	89480,0			
119	125,5	919	59885,5	134	140,5	1024	74458,0	149	155,5	1129	90605,5			
120	126,5	926	60808,0	135	141,5	1031	75485,5	150	156,5	1136	91738,0			

Tablica 14.

SCHEMAT VII „B”.

Norma B.

wagony 7 t m b



n	l		$\sum_1^n P$	$M_n$	n	l		$\sum_1^n P$	$M_n$	n	l		$\sum_1^n P$	$M_n$
	m	t				m	t				m	t		
1	1,0	7	3,5	11	11,0	77	423,5	21	21,0	147	1543,5			
2	2,0	14	14,0	12	12,0	84	504,0	22	22,0	154	1694,0			
3	3,0	21	31,5	13	13,0	91	591,5	23	23,0	161	1851,5			
4	4,0	28	56,0	14	14,0	98	686,0	24	24,0	168	2016,0			
5	5,0	35	87,5	15	15,0	105	787,5	25	25,0	175	2187,5			
6	6,0	42	126,0	16	16,0	112	896,0	26	26,0	182	2366,0			
7	7,0	49	171,5	17	17,0	119	1011,5	27	27,0	189	2551,5			
8	8,0	56	224,0	18	18,0	126	1134,0	28	28,0	196	2744,0			
9	9,0	63	283,5	19	19,0	133	1263,5	29	29,0	203	2943,5			
10	10,0	70	350,0	20	20,0	140	1400,0	30	30,0	210	3150,0			

Tablica 14.

n	l	$\sum_1^n P$	$M_n$	n	l	$\sum_1^n P$	$M_n$	n	l	$\sum_1^n P$	$M_n$
31	31,0	217	3363,5	78	78,0	546	21294,0	126	126,0	882	55566,0
32	32,0	224	3584,0	79	79,0	553	21843,5	127	127,0	889	56451,5
33	33,0	231	3811,5	80	80,0	560	22400,0	128	128,0	896	57344,0
34	34,0	238	4046,0					129	129,0	903	58243,5
35	35,0	245	4287,5	81	81,0	567	22963,5	130	130,0	910	59150,0
				82	82,0	574	23534,0				
36	36,0	252	4536,0	83	83,0	581	24111,5	131	131,0	917	60063,5
37	37,0	259	4791,5	84	84,0	588	24696,0	132	132,0	924	60984,0
38	38,0	266	5054,0	85	85,0	595	25287,5	133	133,0	931	61911,5
39	39,0	273	5323,5					134	134,0	938	62846,0
40	40,0	280	5600,0	86	86,0	602	25886,0	135	135,0	945	63787,5
				87	87,0	609	26491,5				
41	41,0	287	5883,5	88	88,0	616	27104,0	136	136,0	952	64736,0
42	42,0	294	6174,0	89	89,0	623	27723,5	137	137,0	959	65691,5
43	43,0	301	6471,5	90	90,0	630	28350,0	138	138,0	966	66654,0
44	44,0	308	6776,0					139	139,0	973	67623,5
45	45,0	315	7087,5	91	91,0	637	28983,5	140	140,0	980	68600,0
				92	92,0	644	29624,0				
46	46,0	322	7406,0	93	93,0	651	30271,5	141	141,0	987	69583,5
47	47,0	329	7731,5	94	94,0	658	30926,0	142	142,0	994	70574,0
48	48,0	336	8064,0	95	95,0	665	31587,5	143	143,0	1001	71571,5
49	49,0	343	8403,5					144	144,0	1008	72576,0
50	50,0	350	8750,0	96	96,0	672	32256,0	145	145,0	1015	73587,5
				97	97,0	679	32931,5				
51	51,0	357	9103,5	98	98,0	686	33614,0	146	146,0	1022	74606,0
52	52,0	364	9464,0	99	99,0	693	34303,5	147	147,0	1029	75631,5
53	53,0	371	9831,5	100	100,0	700	35000,0	148	148,0	1036	76664,0
54	54,0	378	10206,0					149	149,0	1043	77703,5
55	55,0	385	10587,5	101	101,0	707	35703,5	150	150,0	1050	78750,0
				102	102,0	714	36414,0				
56	56,0	392	10976,0	103	103,0	721	37131,5				
57	57,0	399	11371,5	104	104,0	728	37856,0				
58	58,0	406	11774,0	105	105,0	735	38587,5				
59	59,0	413	12183,5								
60	60,0	420	12600,0	106	106,0	742	39326,0				
				107	107,0	749	40071,5				
61	61,0	427	13023,5	108	108,0	756	40824,0				
62	62,0	434	13454,0	109	109,0	763	41583,5				
63	63,0	441	13891,5	110	110,0	770	42350,0				
64	64,0	448	14336,0								
65	65,0	455	14787,5	111	111,0	777	43123,5				
				112	112,0	784	43904,0				
66	66,0	462	15246,0	113	113,0	791	44691,5				
67	67,0	469	15711,5	114	114,0	798	45486,0				
68	68,0	476	16184,0	115	115,0	805	46287,5				
69	69,0	483	16663,5								
70	70,0	490	17150,0	116	116,0	812	47096,0				
				117	117,0	819	47911,5				
71	71,0	497	17643,5	118	118,0	826	48734,0				
72	72,0	504	18144,0	119	119,0	833	49563,5				
73	73,0	511	18651,5	120	120,0	840	50400,0				
74	74,0	518	19166,0								
75	75,0	525	19687,5	121	121,0	847	51243,5				
				122	122,0	854	52094,0				
76	76,0	532	20216,0	123	123,0	861	52951,5				
77	77,0	539	20751,5	124	124,0	868	53816,0				
				125	125,0	875	54687,5				

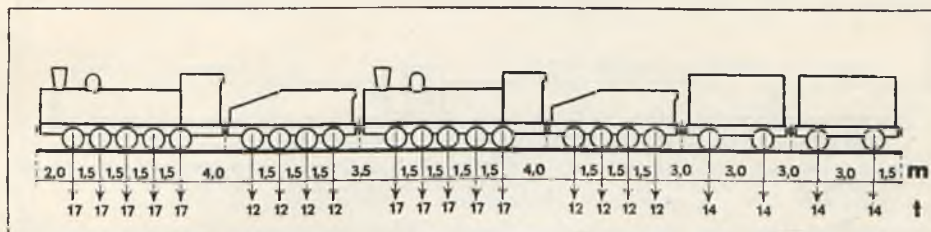


Tablica 15.

SCHEMAT I „D”.

NORMA D.

parowóz 85 t tender 48 t parowóz 85 t tender 48 t wagony po 28 t



n	l	$\frac{n}{l} \sum P$		$M_n$	n	l	$\frac{n}{l} \sum P$		$M_n$	n	l	$\frac{n}{l} \sum P$		$M_n$
		m	t				m	t				m	t	
1	0	17	0	0	33	77,5	476	20945	61	161,5	868	76805		
2	1,5	34	25,5	25,5	34	80,5	490	22373	62	164,5	882	79409		
3	3,0	51	76,5	76,5										
4	4,5	68	153	153	35	83,5	504	23843	63	167,5	896	82055		
5	6,0	85	255	255	36	86,5	518	25355	64	170,5	910	84743		
6	10,0	97	595	595	37	89,5	532	26909	65	173,5	924	87473		
7	11,5	109	740,5	740,5	38	92,5	546	28505	66	176,5	938	90245		
8	13,0	121	904	904										
9	14,5	133	1085,5	1085,5	39	95,5	560	30143	67	179,5	952	93059		
10	18,0	150	1551	1551	40	98,5	574	31823	68	182,5	966	95915		
11	19,5	167	1776	1776	41	101,5	588	33545						
12	21,0	184	2026,5	2026,5	42	104,5	602	35309						
13	22,5	201	2302,5	2302,5										
14	24,0	218	2604	2604	43	107,5	616	37115						
15	28,0	230	3476	3476	44	110,5	630	38963						
16	29,5	242	3821	3821	45	113,5	644	40853						
17	31,0	254	4184	4184	46	116,5	658	42785						
18	32,5	266	4565	4565										
19	35,5	280	5363	5363	47	119,5	672	44759						
20	38,5	294	6203	6203	48	122,5	686	46775						
21	41,5	308	7085	7085	49	125,5	700	48833						
22	44,5	322	8009	8009	50	128,5	714	50933						
23	47,5	336	8975	8975	51	131,5	728	53075						
24	50,5	350	9983	9983	52	134,5	742	55259						
25	53,5	364	11033	11033	53	137,5	756	57485						
26	56,5	378	12125	12125	54	140,5	770	59753						
27	59,5	392	13259	13259	55	143,5	784	62063						
28	62,5	406	14435	14435	56	146,5	798	64415						
29	65,5	420	15653	15653	57	149,5	812	66809						
30	68,5	434	16913	16913	58	152,5	826	69245						
31	71,5	448	18215	18215	59	155,5	840	71723						
32	74,5	462	19559	19559	60	158,5	854	74243						









## § 29. OBCIĄŻENIE ZASTĘPCZE DLA MOMENTÓW GNĄCYCH.

TABLICA 19.

NORMA A.

Rozpiętość	M o m e n t y      g n ą c e								UWAGI
	W połowie rozpiętości				W ćwierci rozpiętości				
	Schemat	Miarodajna oś lub przekrój	Największy moment gnący	Obciążenie zastępcze	Schemat	Miarodajna oś lub przekrój	Największy moment gnący	Obciążenie zastępcze	
<i>l</i>	S	<i>n<sub>m</sub></i>	$M_{,5}$	$p_z = \frac{8 M_{,5}}{l^2}$	S	<i>n<sub>m</sub></i>	$M_{,25}$	$p_z = \frac{32 M_{,25}}{3 l^2}$	
<i>m</i>			<i>tm</i>	$\frac{t}{m}$			<i>tm</i>	$\frac{t}{m}$	
1	I	1·30	7,500	60,000	I	1·30	5,625	60,000	Zwiększony nacisk na osie i w rubryce pod <i>l</i> m podana ilość osi i nacisk w tonach na os
2	I	1·30	15,000	30,000	I	1·30	11,250	30,000	
3	I	1·30	22,500	20,000	I	2·29	21,750	25,778	
4	I	3·28	42,000	21,000	I	2·29	32,625	21,750	
5	I	3·28	63,000	20,160	I	3·28	47,250	20,160	
6	I	3	75,000	16,667	I	1	56,250	16,667	
7	I	3	106,250	17,347	I	2	79,688	17,347	
8	I	3	137,500	17,188	I	2	103,125	17,188	
9	I	3	168,750	16,667	VI	6	126,625	16,667	
10	I	3	200,000	16,000	VI	6	151,000	16,107	
12,5	I	3	278,125	14,240	VI	6	216,859	14,804	
15	III	4	368,75	13,111	II	6	292,188	13,852	
17,5	III	5	484,38	12,653	II	7	395,313	13,769	
20	III	5	625,00	12,500	II	7	512,500	13,637	
25	III	6	965,50	12,358	II	7	754,875	12,888	
30	III	7	1349,0	11,991	II	8	1039,50	12,320	
35	II	9	1778,5	11,615	II	7	1362,2	11,831	
40	II	10	2275,0	11,375	II	7	1725,0	11,500	
45	II	11	2806,0	11,085	II	7	2127,9	11,209	
50	II	11	3371,0	10,787	II	7	2577,0	10,995	
55	II	12	3968,5	10,495	II	7	3054,2	10,770	
60	II	12	4598,5	10,219	II	8	3561,0	10,551	
65	IV	15	5260,0	9,960	II	8	4105,7	10,365	
70	IV	16	6009,5	9,811	II	8	4678,5	10,185	
75	IV	16	6794,5	9,683	II	9	5281,7	10,016	
80	IV	17	7610,5	9,513	II	9	5922,0	9,870	
85	IV	17	8460,5	9,368	II	9	6590,4	9,730	
90	IV	18	9343,0	9,228	II	10	7305,0	9,620	
95	IV	18	10258	9,093	II	10	8059,7	9,526	
100	IV	21+,750 m	11227	8,982	II	10	8842,5	9,432	
105	IV	24+,250 m	12252	8,890	II	11	9664,7	9,351	
110	IV	26+,750 m	13327	8,811	II	11	10515	9,269	
120	IV	31+,750 m	15627	8,682	II	12	12312	9,120	
130	IV	36+,750 m	18127	8,581	IV	14	14260	9,000	
140	IV	41+,750 m	20827	8,501	IV	15	16386	8,917	
150	IV	46+,750 m	23727	8,436	IV	16	18636	8,835	
160	IV	51+,750 m	26827	8,383	IV	16	21013	8,755	

TABLICA 20.

NORMA A.

Rozpiętość		S i ł y p o p r z e c z n e												UWAGI
		N a d p o d p o r ą				W ć w i e r c i r o z p i ę t o ś c i				W p o ł o w i e r o z p i ę t o ś c i				
		Schemat	Miarodajna oś lub przekrój	Największa siła poprzeczna	Obciążenie zastępcze	Schemat	Miarodajna oś lub przekrój	Największa siła poprzeczna	Obciążenie zastępcze	Schemat	Miarodajna oś lub przekrój	Największa siła poprzeczna	Obciążenie zastępcze	
$l$	S	$n_m$	$V_0$	$p_z = \frac{2V_0}{l}$	S	$n_m$	$V_{1,2,5}$	$p_z = \frac{32V_{1,2,5}}{9l}$	S	$n_m$	$V_{1,5}$	$p_z = \frac{8V_{1,5}}{l}$		
$m$			$t$	$\frac{t}{m}$			$t$	$\frac{t}{m}$			$t$	$\frac{t}{m}$		
1	I	1-30	30,000	60,000	I	1-30	22,500	80,000	I	1-30	15,000	120,000		
2	I	2-29	36,250	36,250	I	1-30	22,500	40,000	I	1-30	15,000	60,000		
3	I	2-29	43,500	29,000	I	2-29	29,000	34,371	I	1-30	15,000	40,000		
4	I	3-28	52,500	26,250	I	2-29	32,625	29,000	I	2-29	18,125	36,250		
5	I	4-27	59,100	23,760	I	3-28	37,800	26,880	I	2-29	20,300	32,180		
6	I	1	62,500	20,833	I	1	37,500	22,222	I	1	18,750	25,000		
7	I	1	71,429	20,408	I	1	42,857	21,769	I	1	21,429	24,490		
8	I	1	78,125	19,531	I	1	46,875	20,833	I	1	23,438	23,438		
9	VI	5	83,778	18,317	I	1	52,083	20,576	I	1	25,000	22,522		
10	VI	5	89,100	17,820	I	1	56,250	20,000	I	1	27,500	22,000		
12,5	III	1	102,000	16,320	VI	5	64,355	18,305	I	1	32,500	20,800		
15	III	1	118,333	15,778	VI	5	71,565	16,964	I	1	37,500	20,000		
17,5	III	1	135,71	15,510	II	5	78,943	16,039	I	1	41,071	18,775		
20	III	1	150,00	15,000	II	5	87,950	15,636	I	1	43,750	17,500		
25	III	1	177,04	14,163	II	5	105,580	15,016	I	1	49,740	15,917		
30	III	1	202,00	13,467	II	5	119,500	14,163	I	1	55,867	14,898		
35	III	1	225,43	12,882	II	5	133,107	13,522	I	1	61,386	14,031		
40	III	1	248,00	12,400	II	5	145,500	12,933	I	1	67,088	13,418		
45	III	1	270,00	12,000	II	5	157,639	12,455	I	1	73,744	13,110		
50	III	1	291,60	11,661	I	1	170,080	12,095	I	1	81,320	13,011		
55	III	1	312,91	11,379	I	1	183,323	11,851	I	1	88,200	12,289		
60	III	1	334,00	11,133	I	1	196,233	11,629	I	1	94,600	12,613		
65	III	1	354,92	10,921	I	1	208,888	11,427	I	1	101,000	12,431		
70	III	1	375,71	10,735	I	1	221,343	11,243	I	1	107,343	12,268		
75	III	1	396,40	10,571	I	1	233,637	11,076	I	1	113,387	12,146		
80	III	1	417,00	10,425	I	1	245,800	10,924	I	1	119,300	11,930		
85	III	1	437,53	10,295	I	1	257,856	10,786	I	1	125,11	11,775		
90	III	1	458,00	10,178	I	1	269,822	10,660	I	1	130,82	11,629		
95	III	1	478,42	10,072	I	1	281,71	10,544	I	1	136,46	11,491		
100	III	1	498,80	9,976	I	1	293,54	10,437	I	1	142,04	11,363		
105	III	1	519,14	9,888	I	1	305,31	10,339	I	1	147,56	11,243		
110	III	1	539,46	9,808	I	1	317,04	10,248	I	1	153,04	11,130		
120	III	1	580,00	9,667	I	1	340,37	10,085	I	1	163,87	10,924		
130	III	1	620,46	9,546	I	1	363,57	9,944	I	1	174,57	10,723		
140	III	1	660,86	9,441	I	1	386,67	9,820	I	1	185,17	10,581		
150	III	1	701,20	9,349	I	1	409,69	9,711	I	1	195,69	10,437		
160	III	1	741,50	9,269	I	1	432,65	9,614	I	1	206,15	10,308		

Zwi, kszony nacisk na oś i w rubryce pod  $n_m$  podana ilość osi i nacisk w tonach na oś



TABLICA 21.

NORMA B.

Rozpiętość	M o m e n t y g n ą c e							UWAGI	
	W połowie rozpiętości				W ćwierci rozpiętości				
	Schemat	Miarodajna oś lub przekrój	Największy moment gnący	Obciążenie zastępcze	Schemat	Miarodajna oś lub przekrój	Największy moment gnący		Obciążenie zastępcze
<i>l</i>			$M_{,5}$	$p_z = \frac{8M_{,5}}{l^2}$			$M_{,25}$	$p_z = \frac{32M_{,25}}{3l^2}$	
<i>m</i>	S	$n_m$	$t_m$	$\frac{l}{m}$	S	$n_m$	$t_m$	$\frac{l}{m}$	
1	I	1.25	6,250	50,000	I	1.25	4,6875	50,000	Zwiększony nacisk na oś i w rubryce pod $n_m$ podana ilość osi i nacisk w tonach na oś
2	I	1.25	12,500	25,000	I	1.25	9,375	25,000	
3	I	1.25	18,750	16,667	I	2.24	18,000	21,333	
4	I	3.23	34,500	17,250	I	2.24	27,000	18,000	
5	I	3.23	51,750	16,560	I	3.23	38,8125	16,560	
6	I	3	60,000	13,333	I	1	45,000	13,333	
7	I	3	85,000	13,878	I	2	63,750	13,878	
8	I	3	110,000	13,750	I	2	82,500	13,750	
9	I	3	135,000	13,333	VI	6	101,31	13,311	
10	I	3	160,000	12,800	VI	6	120,88	12,893	
12,5	I	3	222,50	11,392	VI	6	174,11	11,886	
15	III	4	295,00	10,489	II	6	233,75	11,081	
17,5	III	5	387,50	10,112	II	7	316,25	11,015	
20	III	5	500,0	10,000	II	7	410,0	10,933	
25	III	6	774,5	9,914	II	7	604,5	10,317	
30	II	8	1089	9,680	II	8	837,4	9,925	
35	II	9	1439	9,398	II	7	1100,7	9,584	
40	II	10	1850	9,250	II	6	1395,5	9,303	
45	II	11	2294	9,063	II	6	1736,4	9,146	
50	II	11	2765	8,848	II	7	2111,0	9,007	
55	II	12	3271	8,651	II	7	2511	8,854	
60	II	13	3802	8,449	II	8	2938	8,705	
65	IV	15	4385	8,303	II	8	3397	8,576	
70	IV	16	5023	8,201	II	8	3881	8,448	
75	IV	16	5688	8,090	II	9	4395	8,334	
80	IV	17	6387	7,984	II	9	4938	8,230	
85	IV	18	7112	7,875	II	10	5514	8,141	
90	IV	19+,429 m	7862	7,765	II	10	6132	8,075	
95	IV	21+,929 m	8671	7,686	II	11	6774	8,006	
100	IV	24+,429 m	9525	7,620	II	11	7452	7,949	
105	IV	26+,929 m	10421	7,562	II	11	8154	7,889	
110	IV	29+,429 m	11362	7,512	II	12	8883	7,831	
120	IV	34+,429 m	13375	7,431	II	12	10430	7,726	
130	IV	39+,429 m	15562	7,367	IV	14	12140	7,692	
140	IV	44+,429 m	17925	7,316	IV	15	13967	7,601	
150	IV	49+,429 m	20462	7,275	IV	16	15914	7,544	
160	IV	54+,429 m	23175	7,242	IV	17	17691	7,371	

TABLICA 22.

NORMA B.

Rozpiętość	S i ł y p o p r z e c z n e										UWAGI		
	N a d p o d p o r ą				W ć w i e r c i r o z p i ę t o ś c i				W p o ł o w i e r o z p i ę t o ś c i				
	Schemat	Miarodaj- na oś lub przekrój	Na więk- sza siła po- przezna	Obciąże- nie zastępcze	Schemat	Miarodaj- na oś lub przekrój	Najwięk- sza siła poprzecz- na	Obciążenie zastępcze	Schemat	Miarodaj- na oś lub przekrój		Najwięk- sza siła poprzecz- na	Obciążenie zastępcze
	$l$	$S$	$n_m$	$V_0$	$p_z = \frac{2 V_0}{l}$	$S$	$n_m$	$V_{,2,5}$	$p_z = \frac{32 V_{,2,5}}{9 l}$	$S$		$n_m$	$V_{,5}$
$m$			$t$	$\frac{t}{m}$			$t$	$\frac{t}{m}$			$t$	$\frac{t}{m}$	
1	I	1-25	25,000	50,000	I	1-25	18,750	66,667	I	1-25	12,500	100,000	
2	I	2-24	30,000	30,000	I	1-25	18,750	33,333	I	1-25	12,500	50,000	
3	I	2-24	36,000	24,000	I	2-24	24,000	28,444	I	1-25	12,500	33,333	
4	I	3-23	43,125	21,563	I	2-24	27,000	24,000	I	2-24	15,000	30,000	
5	I	4-22	48,400	19,360	I	3-23	31,050	22,080	I	2-24	16,800	26,880	
6	I	1	50,000	16,667	I	1	30,000	16,000	I	1	15,000	20,000	
7	I	1	57,143	16,327	I	1	34,286	17,115	I	1	17,143	19,592	
8	I	1	62,500	15,625	I	1	37,500	13,696	I	1	18,750	18,750	
9	VI	5	67,056	14,901	I	1	41,667	13,333	I	1	20,000	17,778	
10	VI	5	71,100	14,280	I	1	45,000	16,000	I	1	22,000	17,600	
12,5	VI	5	81,670	13,067	VI	5	51,529	14,657	I	1	26,000	16,640	
15	III	1	94,667	12,622	VI	5	57,465	13,621	I	1	30,000	16,000	
17,5	III	1	108,571	12,408	II	5	63,129	12,826	I	1	32,857	15,020	
20	III	1	120,00	12,000	II	5	70,300	12,498	I	1	35,000	14,000	
25	III	1	142,16	11,373	II	5	84,320	11,992	I	1	39,960	12,787	
30	III	1	163,00	10,867	II	5	95,500	11,319	I	1	45,133	12,036	
35	III	1	182,70	10,445	II	5	106,692	10,839	I	1	49,829	11,389	
40	III	1	202,00	10,100	II	5	117,000	10,400	I	1	54,600	10,920	
45	III	1	220,83	9,815	I	1	127,78	10,096	I	1	60,089	10,682	
50	III	1	239,40	9,576	I	1	139,26	9,903	I	1	66,280	10,605	
55	III	1	257,77	9,373	I	1	150,44	9,725	I	1	71,891	10,457	
60	III	1	276,00	9,200	I	1	161,39	9,564	I	1	77,150	10,287	
65	III	1	294,12	9,050	I	1	172,18	9,418	I	1	82,462	10,149	
70	III	1	312,14	8,918	I	1	182,83	9,286	I	1	87,764	10,030	
75	III	1	330,10	8,803	I	1	193,37	9,167	I	1	92,838	9,903	
80	III	1	347,55	8,689	I	1	203,83	9,059	I	1	97,825	9,783	
85	III	1	365,85	8,608	I	1	214,21	8,960	I	1	102,74	9,670	
90	III	1	383,67	8,526	I	1	224,53	8,870	I	1	107,59	9,561	
95	III	1	401,15	8,452	I	1	234,81	8,788	I	1	112,10	9,465	
100	III	1	419,20	8,384	I	1	245,04	8,712	I	1	117,16	9,373	
105	III	1	436,93	8,322	I	1	255,23	8,643	I	1	121,88	9,286	
110	III	1	454,64	8,266	I	1	265,30	8,578	I	1	126,58	9,206	
120	III	1	490,00	8,167	I	1	285,63	8,463	I	1	135,88	9,050	
130	III	1	525,31	8,082	I	1	305,79	8,364	I	1	145,10	8,929	
140	III	1	560,57	8,008	I	1	325,88	8,276	I	1	154,26	8,815	
150	III	1	595,80	7,944	I	1	345,92	8,200	I	1	163,36	8,712	
160	III	1	631,00	7,888	I	1	365,91	8,131	I	1	172,41	8,621	

Zwiększony nacisk  
na oś i w rubryce  
pod  $n_m$  podana  
ilość osi i nacisk  
w tonach na osi

## § 30. Objaśnienie do tablic. \*)

Tablice 1—18 służą do wyznaczania sił poprzecznych i momentów gnących w dowolnych przekrojach belek różnych rozpiętości, swobodnie podpartych na dwóch podporach, przy obciążeniu według norm A, B i D z roku 1923 (patrz rozporządzenie M. K. z dnia 10.III.1923 N.V — 1939 — 22—23 Dz. Urz. M. K. N. 11 z roku 1923) i rozporządzenia z dnia 8.II roku 1929 N. V 1402/18, 29.

Poniżej daje się przykład obliczenia dla normy „A” największej siły poprzecznej w przekroju belki nad podporą i w dowolnym przekroju belki, swobodnie podpartej na dwóch podporach, o rozpiętości teoretycznej 40,5 m oraz przykład obliczenia największego momentu gnącego dla takiejże belki o rozpiętości teoretycznej 40,0 m.

Największą siłę poprzeczną otrzymamy nad podporą przy ustawieniu na przęśle pociągu według schematu III w ten sposób, ażeby pierwsze koło parowozu znajdowało się nad samą podporą jak na fig. 79; na przęśle wtedy okaże się ilość osi  $n=29$ .

U w a g a. Schemat III otrzymuje się ze schematu II przy założeniu, że tender pierwszego parowozu zeszedł z przęsla i stosuje się przy obliczeniach tylko przy wspomnianym założeniu, gdyż według przepisów tendra od parowozu oddzielać nie wolno.

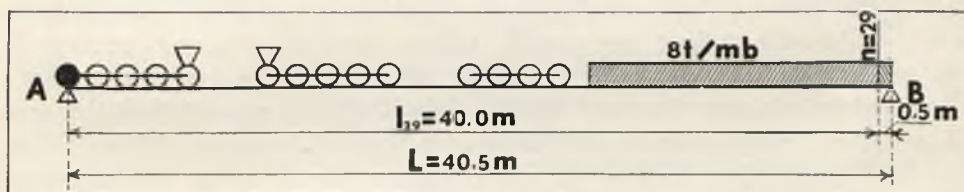


Fig. 79.

Największą siłę poprzeczną nad podporą A otrzymujemy wówczas, posługując się tablicą 3 ze wzoru:

$$\max Q_A = \frac{M_n}{L} = \frac{M_{29} + \sum_1^{29} P(L-l)}{L} = \frac{9920 + 426 \times 0,5 + 4 \times 0,5^2}{40,5} = 250,2 \text{ t}$$

Czyli na jeden dźwigar przy jednotorowym moście, złożonym z dwóch dźwigarów  $\max Q_A = 125,1 \text{ t}$ .

Chcąc otrzymać największą siłę poprzeczną dla przekroju w odległości  $x = 10 \text{ m}$  od lewej podpory przy rozpiętości belki  $L = 40,5 \text{ m}$ , postępujemy w sposób następujący:

\*) Tablice momentów z obciążeniem ciągłym obliczone są dla rozpiętości belek co jeden metr i dlatego też przy obciążeniach belek na końcach otrzymuje się czasem nieobciążony odcinek  $\Delta l$ . Brak tego obciążenia mało wpływa na ostateczny rezultat. Dla ścisłości jednak można wprowadzić poprawkę, która przy normie A będzie  $4(\Delta l)^2$  i przy normie B —  $3,5(\Delta l)^2$ .



Największa siła poprzeczna otrzyma się w tym przekroju przy ustawieniu na przęśle pociągu według schematu II i (fig. 80), jak to widać z tablicy 22 dla rozpiętości belki 40 m i dla jednej czwartej rozpiętości.

Na długości 38,5 m według tabl. 2 mieszczą się 23 osie i pozostaje 0,5 m.

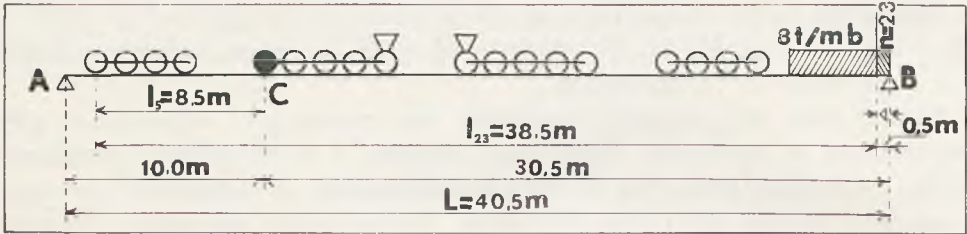


Fig. 80.

$$\max Q_c = \frac{M_B}{L} - \sum_1^4 P = \frac{M_{23} + \sum_1^{23} P \Delta l}{L} - \sum_1^4 P = \frac{8380 + 410 \times 0,5 + 4 \times 0,5^2}{40,5}$$

— 64 = 148,0 t, a na jeden dźwigar  $Q_c = 74,0$  t.

Dla uwidocznienia sposobów wyznaczania największych momentów gnących dla belek na dwóch podporach służą następujące przykłady:

a) Obliczamy największy moment gnący w środku przęsła dla belki o rozpiętości  $L = 40,0$  m.

Ponieważ w celu otrzymania największego momentu w danym przekroju należy ustawić nad tym przekrojem i w pobliżu niego ciężary największe, więc oczywiście w tym przypadku należy przyjąć schemat pociągu II. Oś miarodajną t. j. tę, którą należy ustawić nad przekrojem, ażeby otrzymać największy moment gnący, określamy w sposób następujący: na przęśle o rozpiętości  $L = 40$  m można ustawić, według tablicy II osi  $n = 24$ ; miarodajną będzie ta oś  $x$ , która czyni sumę nacisków (od pierwszego do  $x$ )  $\sum_1^x P$  większą od połowy sumy wszystkich nacisków  $n$ .

znajdujących się na przęśle, czyli  $\sum_1^x P > \frac{\sum_1^n P}{2}$

Osią najbliższą do rozpatrywanego przekroju, czyniącą zadość powyższemu warunkowi, jest oś 10, ponieważ  $\sum_1^{10} P = 214$  t jest większa od

$$\frac{\sum_1^{24} P}{2} = \frac{418}{2} = 209 \text{ t.}$$

Ustawivszy 10-tą oś nad środkiem belki, widzimy, że oś 24 zesła na przęśle, wobec czego pozostawiamy 23 osie i ustawienie według fig. 81.

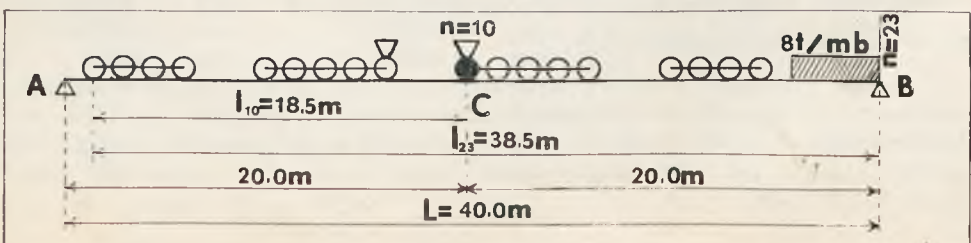


Fig. 81.

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

$$1) \frac{\sum_1^n P}{\sum_1^x P} < \frac{L}{x} \quad \text{czyli dla powyższego przykładu:}$$

$$\frac{\sum_1^{23} P}{\sum_1^{10} P} < \frac{40}{20}; \quad \frac{410}{214} = 1,916, < \frac{40}{20} = 2.$$

$$2) \frac{\sum_1^n P}{\sum_1^{x-1} P} > \frac{L}{x} \quad \text{czyli} \quad \frac{\sum_1^{23} P}{\sum_1^9 P} > \frac{40}{20}; \quad \frac{410}{189} = 2,169 > \frac{40}{20} = 2.$$

Na podstawie powyższego twierdzimy, że taki układ ciężarów daje największy moment gnący dla rozpatrywanego przekroju w punkcie C, który to moment obliczymy ze wzoru:

$\max M_c = Q_A x - M_x$  gdzie  $Q_A$  oddziaływanie podpory A,  $M_x$  — suma momentów gnących względem punktu C wszystkich ciężarów, znajdujących się między A i C.

Posługując się tablicą 2, otrzymamy:

$$\max M_c = \left[ \frac{M_{23} + \sum_1^{23} P \Delta l}{L} \right] x - M_{10} = \frac{8380}{40} \times 20 - 1915 = 2275 \text{ t m}$$

czyli na jeden dźwigar  $\max M_c = 1137,5 \text{ t m}$

b) Dla tejże belki obliczamy największy moment gnący w przekroju, odległym od lewej podpory o  $x = 15 \text{ m}$ .

Największy moment wywoła pociąg, zgrupowany według schematu II. Po zrobieniu kilku prób znajdujemy, że osią miarodajną będzie oś 8, przy ustawieniu której nad przekrojem rozpatrywanym, na przęśło wchodzi osi  $n = 22$  i pozostaje  $\Delta = 0,5 \text{ m}$  (patrz fig. 82).

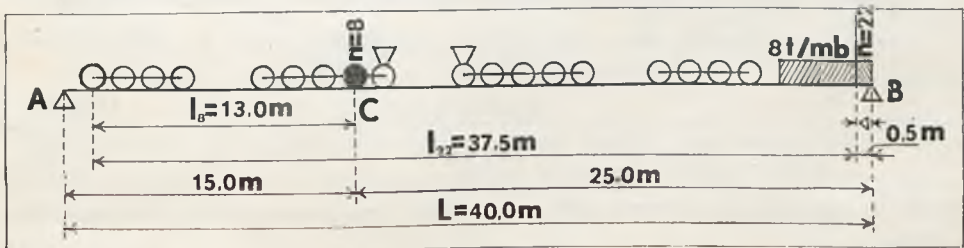


Fig. 82.

Oś 8-ma czyni zadość warunkom:

$$1) \frac{\sum_1^n P}{\sum_1^x P} < \frac{L}{x} \quad \text{czyli} \quad \frac{\sum_1^{22} P}{\sum_1^8 P} = \frac{402 + 4}{164} = 2,48 < \frac{40}{15} = 2,67$$

$$2) \frac{\sum_1^n P}{\sum_1^{x-1} P} > \frac{L}{x} \quad \text{czyli} \quad \frac{\sum_1^{22} P}{\sum_1^7 P} = \frac{402 + 4}{139} = 2,92 > \frac{40}{15} = 2,67$$

Największy moment obliczymy, posługując się tablicą 2 ze wzoru:

$$\begin{aligned} \max M_c &= Q_A x - M_x = \left| \frac{M_{22} + \sum_1^{22} P \Delta l}{L} \right| x - M_s = \\ &= \left| \frac{7974 + 402 \times 0,5 + 4 \times 0,5^2}{40} \right| \times 15 - 913 = 2153 \text{ t m.} \end{aligned}$$

Czyli na jeden dźwigar przy jednotorowym moście, złożonym z dwóch dźwigarów:  $\max M_c' = 1076,5 \text{ t m.}$

Powyższe tablice mają zastosowanie również przy obliczaniu sił osio-

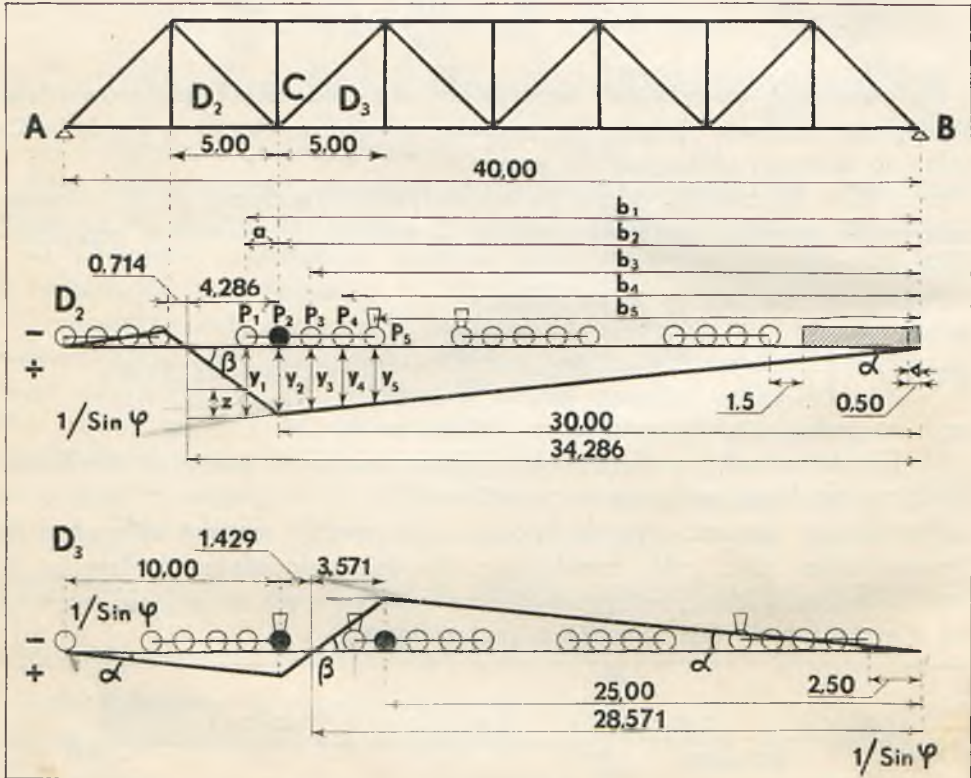


Fig. 83.

wych w prętach kratownic od obciążenia ruchomego za pomocą linii wpływowych.

Jako przykład rozpatrzmy obliczenie siły osiowej w krzyżulcach  $D_2$  i  $D_3$  kratownicy o rozpiętości teoretycznej  $L = 40 \text{ m}$  (fig. 83).

Największą rozciągającą siłą osiową w krzyżulcu  $D_2$  otrzymujemy przy ustawieniu na dodatniej części linii wpływowej pociągu według schematu II w ten sposób, że czwarte koło pierwszego parowozu stanie nad największą rzędną linii wpływu, zaś tender stanie na odcinku ujemnym linii wpływu. W tym przypadku mamy:



$$\frac{\sum_2^{20} P}{\sum_1 P} < \frac{L}{x}; \quad \frac{354}{50} = 7,08 < \frac{34,286}{4,286} = 7,9995$$

$$\frac{\sum_1^{20} P}{\sum_1 P} > \frac{L}{x}; \quad \frac{354}{25} = 14,16 > 7,9995$$

Ażeby otrzymać siłę osiową w krzyżulcu  $D_1$  od obciążenia linii wpływowej na odcinku dodatnim, należałoby każdy nacisk osi  $P_1, P_2, P_3, P_n$  pomnożyć przez odpowiednią rzędną  $y_1, y_2, y_3, y_n$  linii wpływowej, czyli

$$D_2 = P_1 y_1 + P_2 y_2 + \dots + P_n y_n - P_1 z;$$

ponieważ  $y_1 = b_1 \operatorname{tg} \alpha$ ;  $y_2 = b_2 \operatorname{tg} \alpha$ ;  $\dots$ ;  $y_n = b_n \operatorname{tg} \alpha$ , przeto

$$D_2 = (P_1 b_1 + P_2 b_2 + P_3 b_3 + \dots + P_n b_n) \operatorname{tg} \alpha - P_1 z.$$

Odcinek  $z = a (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta) = 1,5 (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)$ .

Ostatecznie otrzymamy:

$$\begin{aligned} D_2 &= (P_1 b_1 + P_2 b_2 + P_3 b_3 + \dots + P_n b_n) \operatorname{tg} \alpha - P_1 a (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta) = \\ &= M_B \operatorname{tg} \alpha - M_c (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta) = (M_B - M_c) \operatorname{tg} \alpha - M_c \operatorname{tg} \beta. \end{aligned}$$

W równaniu powyższym  $M_B$  oznacza moment wszystkich ciężarów, ustawionych na przęśle, względem podpory  $B$ ,  $M_c$  — moment ciężarów, ustawionych przed punktem  $C$  względem tegoż punktu.

Obydwa te momenty otrzymujemy z tablicy 3.

A więc w danym przykładzie:

$$D'_2 = (6410,0 + 354 \times 0,5 + 4 \times 0,5^2 - 37,5) \operatorname{tg} \alpha - 37,5 \operatorname{tg} \beta = 6550,5 \operatorname{tg} \alpha - 37,5 \operatorname{tg} \beta.$$

Obciążenie odcinka ujemnego otrzymujemy z tablicy 2:  $D''_2 = -144 \operatorname{tg} \alpha$ .  
Zatem ostatecznie otrzymujemy:  $D_2 = D'_2 + D''_2 = 6406,5 \operatorname{tg} \alpha - 37,5 \operatorname{tg} \beta$ .

Gdybyśmy dodatnią połączyli linii wpływowej obciążyli według schematu I, stawiając drugie koło parowozu pierwszego nad największą rzędną  $y_2$  linii wpływu, to otrzymalibyśmy, że  $D_2 = 6165,5 \operatorname{tg} \alpha - 37,5 \operatorname{tg} \beta$ . Zatem przypadek pierwszy jest niekorzystniejszy.

Dla zastrzału  $D_3$  mamy dwie połączenia linii wpływowej, przy czym połączenie dodatnia chociaż jest mniejsza od połączenia ujemnej, jednak jest dość znaczna, przeto tutaj nie możemy stosować schematu II względnie III, lecz tylko schemat I.

Dla odcinka ujemnego krytyczną osią będzie oś druga parowozu, dla odcinka zaś dodatniego pierwsza oś parowozu.

$$\text{Kryterium: } \frac{\sum_1^{11} P}{\sum_1^2 P} = \frac{314}{50} = 6,28 < \frac{28,571}{3,571} = 8; \quad \frac{314}{25} = 12,56 > 8$$

$$D_3 = - (3752 + 314 \times 2,5) \operatorname{tg} \alpha + 37,5 \operatorname{tg} \beta = - [4499,5 \operatorname{tg} \alpha - 37,5 \operatorname{tg} \beta]$$

$$D'_3 = + 875 \operatorname{tg} \alpha.$$

### § 31. Obciążenie zastępcze.

Obliczenia sił w prętach danego dźwigara oraz momentów gnących i sił poprzecznych w belkach wolno podpartych na dwóch podporach jest daleko prostsze i wymaga znacznie mniej czasu, jeżeli operujemy nie układami ciężarów skupionych, lecz obciążeniem ciągłym równomiernie rozłożonym. Musimy przeto mieć takie wielkości obciążeń równomiernie rozłożonych, którymi, obciążając daną belkę według linii wpływu, otrzymamy ten sam rezultat pod względem statycznym, jak i przy obciążeniu układem sił skupionych.

Takie obciążenia, tak zwane zastępcze, mogą być również obliczone dla belek różnych rozpiętości i zgrupowane w tablicach.

Jeżeli będziemy mieć belkę prostą, swobodnie podpartą na podporach o rozpiętości  $l$ , to linia wpływu momentu gnącego dla jakiegokolwiek przekroju w odległości  $a$  od lewej podpory będzie w kształcie trójkąta z wierzchołkiem pod przekrojem i wysokością  $\gamma = \frac{a(l-a)}{l} = \frac{ab}{l}$

Mając układ ciężarów skupionych (fig. 84)  $P_1 P_2 P_3 P_4 \dots P_n$  i, stawiając te ciężary tak, aby jeden z nich stanął nad rozpatrywanym przekrojem, otrzymamy moment gnący w postaci wzoru:

$$M_x = \sum P_i b_i \operatorname{tg} \beta + \sum P_j a_j \operatorname{tg} \alpha,$$

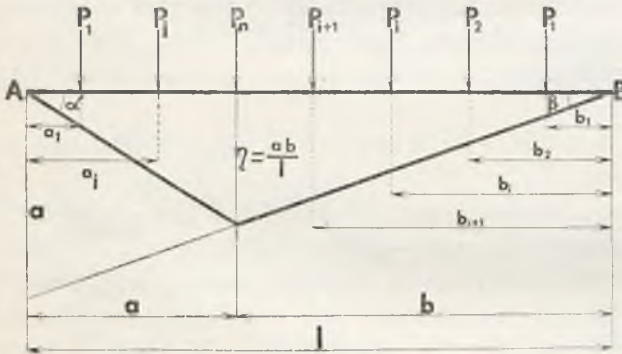


Fig. 84.

gdzie przez  $a_i$  i  $b_i$  są oznaczone odległości ciężarów od odpowiednich podpór i  $\alpha$  i  $\beta$  kąty pochylenia linii wpływu do poziomu, zaś przez  $P_i$  siły położone na odcinku  $b$ , przez  $P_j$  siły położone na odcinku  $a$ .

Zamiast  $\operatorname{tg} \alpha$  i  $\operatorname{tg} \beta$  możemy podstawić ich wartości i wtedy otrzymamy

$$M_x = \frac{1}{l} \left[ a \sum P_i b_i + b \sum P_j a_j \right].$$

Obciążając ciężarem równomiernie rozłożonym na całym odcinku  $AB$  linii wpływu i równym  $p$  t na metr bieżący otrzymamy:

$$M_x = \frac{p a b}{2}$$

Porównyując te dwa wyrazy, otrzymamy znaczenie dla  $p$

$$p = \frac{2}{l} \left[ \frac{1}{b} \sum P_i b_i + \frac{1}{a} \sum P_j a_j \right] \text{ t/m b.}$$

z którego widać, że obciążenie zastępcze zależy tylko od kształtu linii wpływu, nie zaś od wielkości rzędnych linii wpływu.

Dla siły poprzecznej mamy linię wpływu (fig. 85).

Rzędne  $\eta_{11} = \frac{b}{l}$ ;  
 $\eta_{12} = -\frac{a}{l}$ . Siła poprzeczna od obciążenia na odcinku  $b$  równa się  $V = \frac{1}{l} \sum P_i b_i$ .

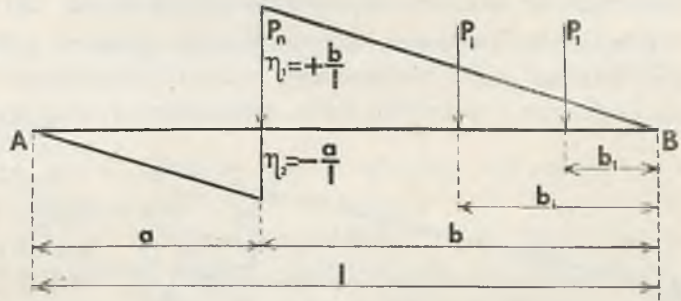


Fig. 85.

Z drugiej strony od obciążenia  $p_1$  równomiernie rozłożonego na odcinku  $b$  mamy:

$$V = \frac{p_1 b^2}{2l}, \text{ skąd otrzymujemy: } \frac{p_1 b^2}{2l} = \frac{1}{l} \sum P_i b_i \text{ i } p_1 = \frac{2 \sum P_i b_i}{b^2}.$$

Wzór ten przede wszystkim wskazuje, że obciążenie zastępcze dla siły poprzecznej nie zależy od rozpiętości belki, lecz tylko od długości obciążonego odcinka  $b$ .

Dla przekrojów w odległości  $\Delta a$  od podpory na odcinku  $\Delta a$  sił skupionych nie będzie, jeżeli  $\Delta a$  jest mniejsze od odległości pomiędzy siłami  $P_i$ . Przeto dla obciążenia zastępczego  $p$  dla momentów gnących i obciążenia zastępczego  $p_1$  dla sił poprzecznych, po wstawieniu do wzorów zamiast  $b, l - \Delta a = b$  otrzymamy wzory:

$$p = \frac{2 \sum P_i b_i}{l(l - \Delta a)} \text{ i } p_1 = \frac{2 \sum P_i b_i}{(l - \Delta a)^2}$$

jeżeli teraz  $\Delta a$  będzie dążyć do  $o$ , to

$$p = \frac{2 \sum P_i b_i}{l^2} \text{ i } p_1 = \frac{2 \sum P_i b_i}{l^2}$$

czyli, że  $p = p_1$  t. j. przy podporze ciężar zastępczy dla siły poprzecznej i dla momentu gnącego będzie jednakowy.

Ciężar zastępczy dla momentów gnących, jak to widać ze wzoru, zależy od rozpiętości i od odległości przekroju od podpory, dla którego szukamy momentu gnącego. Obciążenie to jest dla przekroju w pobliżu podpory nie-

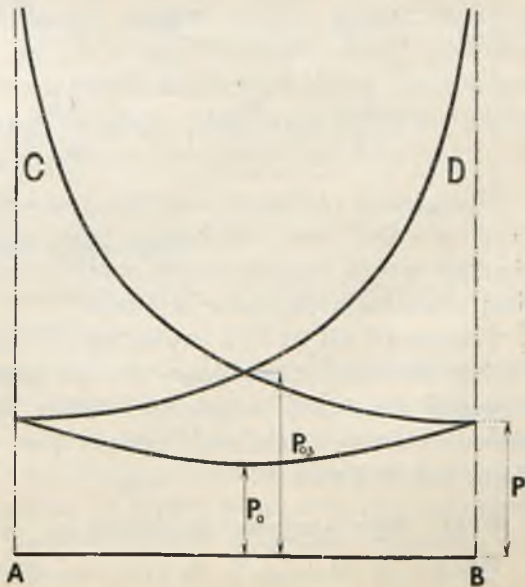


Fig. 86.



co większe, niż dla przekroju środkowego. Jeżeli przeprowadzić obliczenia dla różnych przekrojów i przedstawić wielkości obciążeń zastępczych graficznie, to otrzyma się wykres pokazany na fig. 86.

Obciążenie zastępcze dla momentów gnących zmienia się według krzywej bardzo małej krzywizny, przeto dostatecznie jest obliczyć  $p$  tylko na podporze i pośrodku belki, pośrednie zaś znaczenia dla  $p$  brać według prostoliniowej interpolacji.

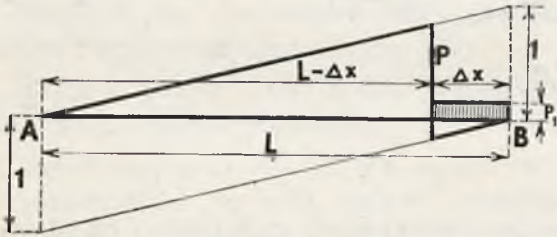


Fig. 86 a.

Krzywa obciążenia zastępczego siły poprzecznej ma kształt hyperboliczny z asymptotą  $BD$  i  $AC$  (fig. 86).

Dla minimalnej siły  $V$ , gdy jeden ciężar skupiony  $P$  stoi w odległości  $\Delta x$  od podpory  $B$ , wielkość  $p_1$ , rośnie nieskończenie w miarę, jak  $\Delta x$

zbliży się do zera. Wynika to z następującego wzoru:

Reakcja podpory  $B$  przy obciążeniu belki jedną siłą  $P$  w odległości  $\Delta x$  od podpory  $B$  i obciążeniem równomiernym  $p_1$  na odcinku  $\Delta x$  równa się odpowiednio:

$$B = \frac{l - \Delta x}{l} P \quad \text{i} \quad B = \frac{p_1 \Delta x \left( l - \frac{\Delta x}{2} \right)}{l}$$

Siła poprzeczna odpowiednio do tych obciążeń równa się:

$$V = \frac{l - \Delta x}{l} P - P = -\frac{P \Delta x}{l}; \quad V = \frac{p_1 \Delta x \left( l - \frac{\Delta x}{2} \right)}{l} - p_1 \Delta x = -\frac{p_1 (\Delta x)^2}{2l}$$

$$\frac{p_1 (\Delta x)^2}{2l} = \frac{P \Delta x}{l}; \quad p_1 = \frac{2P}{\Delta x}; \quad \text{jeżeli } \Delta x \rightarrow 0 \text{ to } p_1 \rightarrow \infty$$

Obciążenie zastępcze nie tylko jest pożyteczne przy obliczaniu mostów, lecz również jest niezbędne przy obliczaniu ciężaru własnego mostu według wzoru teoretycznego wyżej przytoczonego i innych, które zawierają obciążenia ruchome w t/m b.

Tablice 19, 20, 21 i 22 zawierają obciążenia zastępcze dla normy obciążeń  $A$  i  $B$  dla momentów gnących i sił poprzecznych na podporach, w jednej czwartej i połowie rozpiętości belek dla rozpiętości od 1 m do 160 m. Również w tych tablicach podany jest schemat i oś miarodajna, która daje  $\max M$  i  $\max V$ .

### § 32. Siły poziome działające na ustrój mostowy.

Oprócz sił pionowych, do których zaliczamy ciężar własny mostu i obciążenie ruchome, mamy jeszcze siły poziome, które należy uwzględnić

przy obliczeniach części mostowych, gdyż takowe mogą być czasami dosyć znaczne i wywierają swój wpływ na wzrost naprężeń w częściach składowych mostu. Do takich sił poziomych w mostach kolejowych przede wszystkim należy zaliczyć siłę odśrodkową, siłę hamowania i parcie wiatru na budowę wierzchnią mostu i na tabor znajdujący się na moście.

### § 33. Siła odśrodkowa.

Jeżeli most położony jest w łuku, to ciężar ruchomy, poruszający się po moście z pewną szybkością, oprócz sił pionowych daje jeszcze siły poziome, prostopadłe do osi mostu. Oznaczając przez  $m$  masę idącego pociągu, przez  $v$  jego szybkość i przez  $r$  promień łuku, w którym most leży, przez  $G$  ciężar pociągu i przez  $g = 9,81 \text{ m/sek}^2$  przyspieszenie siły ciężkości, otrzymamy następującą siłę odśrodkową:

$$S = \frac{m v^2}{r} = \frac{G v^2}{g r}$$

Siła ta wcale nie jest tak mała, by ją można było pominąć. Tak np. dla przęsła o rozpiętości 50 m ciężar pociągu według normy A równa się 506 t. Przy  $r = 500 \text{ m}$ ,  $G = 506 \text{ t}$ ,  $v = 72 \text{ km/godz.} = 20 \text{ m/sek}$  otrzymamy siłę  $S = \frac{506000 \times 400}{9,81 \times 500} = 41264 \text{ kg}$ .

Siłę tę przyjmuje się zaczepioną do górnej krawędzi szyn z uwzględnieniem przeciążenia kół zewnętrznych; w rzeczywistości siła odśrodkowa przyłożona jest w środku ciężkości pociągu, a przeniesiona do poziomu szyn daje dodatkowo moment pary sił, który wytwarza przeciążenie kół zewnętrznych i odciążenie kół wewnętrznych. Ponieważ siła odśrodkowa jest dość znaczna, przeto naogół należy unikać budowy mostów na krzywej i tylko w wyjątkowych okolicznościach stosować mosty na łukach i to o przęsłach niewielkich rozpiętości. Przy długich mostach i wiaduktach korzystniej może wypaść stosowanie mostów wieloprzęsłowych o niewielkich rozpiętościach poszczególnych przęseł, niż przęsła o większych rozpiętościach.

### § 34. Siły, powstające wskutek hamowania.

Do sił poziomych, działających wzdłuż mostu, należą siły, powstające wskutek hamowania pociągu na moście.

Siły te należy uwzględniać przy obliczaniu części mostowych, jeżeli most znajduje się na spadku dość dużym, lub też jeżeli most położony jest w pobliżu stacji kolejowej, gdyż w ostatnim przypadku na moście mogą mieć miejsce częste hamowania pociągu. Naogół unikamy budowania mostów na spadkach. Mosty stawiamy na szlaku na odcinkach poziomych, przy tym tak z jednego, jak i z drugiego końca mostu tor powinien być poziomy na długości conajmniej 25 m.

Siłę hamowania otrzymujemy, przyjmując, że współczynnik tarcia

obręczy kół o szyny  $f=0,2$  i że połowa osi danego pociągu ma hamulce. Tym sposobem całkowita siła hamowania równa się 0,1 ciężaru najdłuższego pociągu, mieszczącego się na moście.

### § 35. Parcie wiatru.

Siła, z jaką wiatr o szybkości  $v$  ciśnie na powierzchnię  $A$ , wyraża się wzorem:

$$W = \frac{\gamma}{g} A v^2$$

$\gamma$  oznacza ciężar właściwy powietrza i  $g$  przyśpieszenie siły ciężkości.

Przyjmując stosunek  $\frac{\gamma}{g}$ , równy w przybliżeniu — 0,125, otrzymujemy, że  $W = 0,125 A v^2$ , przy tym siłę otrzymamy w kilogramach na metr kwadratowy, jeżeli  $A$  jest wyrażone w metrach kwadratowych, zaś  $v$  w metrach na sekundę.

Dla  $v = 10 \quad - 15 \quad - 20 \quad - 25 \quad - 30 \quad - 35 \quad - 40 \quad - 45 \quad - 50$  m/sek.

$W = 1,25 \quad - 28 \quad - 50 \quad - 78 \quad - 113 \quad - 153 \quad - 200 \quad - 253 \quad - 313$  kg/m<sup>2</sup>.

Jako normy parcia wiatru na mosty kolejowe, stosownie do przepisów Ministerstwa Komunikacji, przyjmujemy 150 kg/m<sup>2</sup> i 250 kg/m<sup>2</sup>. Pierwsze parcie odpowiada szybkości wiatru 35 m/sek, drugie 45 m/sek. Pierwsze będziemy przyjmować przy jednoczesnym obciążeniu mostu ciężarem ruchomym, drugie zaś bez obciążenia mostu ciężarem ruchomym.

Przy obliczaniu stateczności mostu przyjmuje się, że przy sile wiatru 250 kg/m<sup>2</sup> most może być obciążony ciężarem ruchomym niepełnym, lecz tylko częściowym, mianowicie 2,2 t/m b i przy sile wiatru 150 kg/m<sup>2</sup> obciążenie ruchome może stanowić tylko 1 t/m b mostu. Współczynnik stateczności w tych przypadkach winien być nie mniejszy niż 1,50 na wywracanie i 1,25 na przesuwanie.

Przy obliczaniu współczynnika stateczności na przesunięcie współczynnik tarcia przy ślizganiu w łożyskach metalowych przyjmuje się 0,2.

Wyżej wskazane normy parcia wiatru, przyjęte u nas, odpowiadają mniej więcej normom w innych państwach, za wyjątkiem Austrii, Francji, gdzie siła wiatru przyjmuje się 170 kg/m<sup>2</sup> i 270 kg/m<sup>2</sup> i Anglii 273 kg/m<sup>2</sup>.

W Anglii przyjęto normę stosunkowo dość dużą pod wpływem Tejskiej katastrofy, która miała miejsce w 1879 roku, kiedy podczas silnej burzy dziesięć przęseł o rozpiętości 74 m mostu przez zatokę Tejską wraz z pociągiem pośpiesznym runęło do wody. Siła wiatru dochodziła wtedy od 290 do 340 kg/m<sup>2</sup>.

Były wypadki i w innych państwach, że siłą wiatru burzone były mosty lub też przesuwane. W roku 1869 były zburzone dwa przęsła o rozpiętości 30 m przez rzekę Arrah w Indiach, w roku 1876 runął most o rozpiętości 55 m przez rzekę Tennessee w Ameryce przy sile wiatru dochodzącej do 500 kg/m<sup>2</sup>; we Francji został zburzony wiadukt



de la Tarde, w Rosji most o rozpiętości 107 m przez rzekę Wołgę na linii Rzew-Wiaźma był przesunięty na łożyskach o 15 cm. W poszczególnych przypadkach obserwowano siłę wiatru, dochodzącą nawet do  $678 \text{ kg/m}^2$  w Szkocji i  $455 \text{ kg/m}^2$  w Ameryce. W Liverpoolu zaobserwowano siłę wiatru w roku 1868— $298 \text{ kg/m}^2$  i w 1875 r.  $346 \text{ kg/m}^2$ .

Tej nadzwyczajnej siły wiatry mają miejsce bardzo rzadko i nadto zwykle przechodzą bardzo wąskim pasem tak, że przy mostach większych, mogą zahaczać tylko część mostu i dlatego też przyjmowanie tych nadzwyczajnych wiatrów i wprowadzanie ich do obliczeń mostów nie miałyby zupełnego uzasadnienia. Mosty otrzymywałyby się b. drogie i wzrost kosztów na tak znaczne wzmocnienie w porównaniu z tym, wiele one kosztują przy przyjmowaniu wiatru o mniejszej sile, przewyższałyby straty otrzymane przez zburzenie takiego mostu za dość znaczny okres czasu.

Aby otrzymać siłę poziomą parcia wiatru na dany dźwigar mostowy, musimy mieć boczną powierzchnię tego dźwigara. Dla mostów o ściance pełnej obliczenie tej powierzchni nie przedstawia żadnej trudności, zaś dla mostów kratowych napotyka na pewne trudności, gdyż musimy właściwie mieć przekroje wszystkich prętów danego dźwigara, aby obliczyć ich powierzchnię, zaś do wyznaczenia przekrojów zmuszeni jesteśmy do obliczenia wprowadzić parcie wiatru. Ponieważ zupełna ścisłość przy określeniu tej powierzchni nie jest konieczna, przeto można przyjąć, że przy dźwigarach kratowych o kracie gęstej powierzchnia, podlegająca parciu wiatru na dwa dźwigary, stanowi 0,6 i dla mostów o kracie rzadszej pojedynczej—0,5 powierzchni, ograniczonej zewnętrznym konturem dźwigara. Dla dźwigarów o dużych przedziałach i rzadkiej kracie można przyjąć 0,2 dla jednego dźwigara i 0,38—0,40 dla dwóch dźwigarów. Wielkości te można przyjmować jako ostateczne, gdyż okazuje się, że ściśle obliczenie powierzchni narażonej na parcie wiatru mało zwykle różni się od wyżej przyjętych norm i różnice stąd powstałe w obliczeniach sił otrzymują się bez znaczenia.

Dla mostów szerokich, w których na całej szerokości może być rozmieszczonych kilka dźwigarów, można stosować następujący wzór dla obliczenia całkowitej powierzchni wszystkich dźwigarów narażonej na działanie wiatru.

Jeżeli oznaczymy przez  $A_1^c, A_2^c, A_3^c, \dots, A_n^c$  całkowitą powierzchnię według zewnętrznego konturu dźwigara pierwszego, drugiego, . . . . n-tego, przez  $A_1^p, A_2^p, \dots, A_n^p$  powierzchnię prześwitów pomiędzy prętami tychże dźwigarów, to mamy dla dźwigara pierwszego powierzchnię obliczeniową,

$$\text{równą } A_1^c - A_1^p, \text{ dla 2-go } \left( A_2^c - A_2^p \right) \frac{A_1^p}{A_1^c}, \text{ dla 3-go } \left( A_3^c - A_3^p \right) \frac{A_1^p \cdot A_2^p}{A_1^c \cdot A_2^c}$$

$$\text{i dla n-tego } \left( A_n^c - A_n^p \right) \frac{A_1^p \cdot A_2^p \cdot \dots \cdot A_{n-1}^p}{A_1^c \cdot A_2^c \cdot \dots \cdot A_{n-1}^c}$$

zaś całkowita powierzchnia obliczeniowa będzie:

$$A = (A_1^c - A_1^p) + (A_2^c - A_2^p) \frac{A_1^p}{A_1^c} + (A_3^c - A_3^p) \frac{A_1^p A_2^p}{A_1^c A_2^c} + \dots + (A_n^c - A_n^p) \frac{A_1^p \cdot A_2^p \cdot \dots \cdot A_{n-1}^p}{A_1^c \cdot A_2^c \cdot \dots \cdot A_{n-1}^c}$$

Jeżeli dźwigary będą jednakowe, co przeważnie ma miejsce, to wzór ten

przyjme postać: 
$$A = (A_1^c - A_1^p) \left[ 1 + \frac{A_1^p}{A_1^c} + \left( \frac{A_1^p}{A_1^c} \right)^2 + \dots + \left( \frac{A_1^p}{A_1^c} \right)^{n-1} \right].$$

Dla dwóch dźwigarów mamy: 
$$A = (A_1^c - A_1^p) \left( 1 + \frac{A_1^p}{A_1^c} \right) \cdot \dots \cdot (a).$$

Wysokość taboru kolejowego przy obliczeniu siły wiatru, działającej na tabor, przyjmuje się 3,5 m. licząc od główki szyny.

### § 36. Parcie wiatru w mostach drogowych.

1. Według ostatnich przepisów Ministerstwa Robót Publicznych wpływ wiatru, jako siłę poziomą, jednostajnie rozłożoną, należy przyjmować o natężeniu 250 kg/m<sup>2</sup> powierzchni bocznej mostu nieobciążonego, lub o natężeniu 100 kg/m<sup>2</sup> mostu obciążonego ciężarem ruchomym, uwzględniając przy obliczeniu przekrojów i przy badaniu stałości mostu niekorzystniejszy z obydwóch przypadków.

2. Jako powierzchnię boczną dla wpływu wiatru przyjąć należy:

a) Przy moście nieobciążonym o dźwigarach pełnościennych, rzeczywistą powierzchnię boczną dźwigara głównego i wystającą poza dźwigarem głównym część przejazdową; przy dźwigarach kratowych oprócz powierzchni pierwszej kraty, leżącej od strony wiatru, należy przyjąć także i część powierzchni drugiej kraty, odpowiadającej stosunkowi niewypełnionej powierzchni pierwszego dźwigara do całkowitej powierzchni tegoż.

Jeżeli zatem całkowita powierzchnia dźwigara pierwszego wynosi  $A^c$ , zaś część jej, narażona na parcie wiatru,  $A_w = \alpha A^c$ , to z dźwigara drugiego przyjąć należy powierzchnię całkowitą, pomnożoną przez współczynnik  $\alpha(1 - \alpha)$ . Wzór ten otrzymuje się ze wzoru ogólnego (a) jeżeli zamiast  $A^p$  wstawimy  $A^p = A^c - \alpha A^c = A^c(1 - \alpha)$ .

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

Dla mostów z jazdą górą należy zbadać stałość mostu przeciw wywróceniu pod naciskiem wiatru, a to zarówno dla mostu obciążonego ciężarem ruchomym jednostajnie rozłożonym 300 kg/m<sup>2</sup>, jako też nieobciążonego.

W obu przypadkach powinna być pewność przeciw wywróceniu najmniej 1,5-krotna.

\*) Wzory przyjęte w Szwajcarii.





W mostach z jazdą górą, w których część przejazdowa na całej swej szerokości od poręczy do poręczy jest zupełnie wolna dla ruchu, czyli dla mostów o torach jednodzielnymi (według nomenklatury M-twa R. P.), użyteczna szerokość winna być 6,80 m, w przypadku mostów I-ej klasy bez chodników (fig. 88), i 8,40 m w przypadku mostów I-ej klasy z dwoma chodnikami każdy po 1,20 m szerokości (fig. 89).

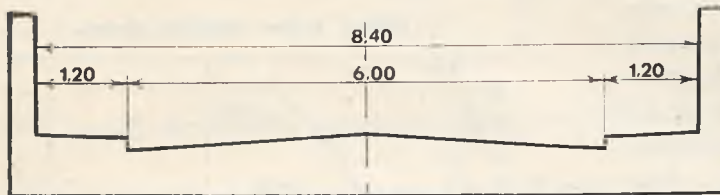


Fig. 89.

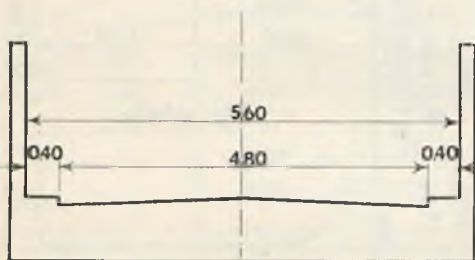


Fig. 90 a.

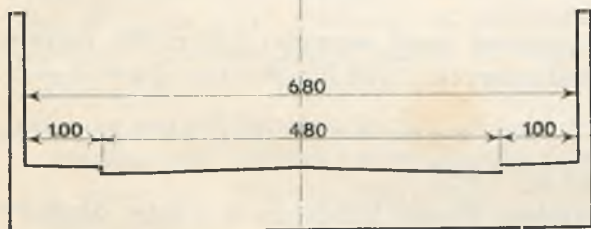


Fig. 90 b.

jednokierunkowego, wtedy szerokość każdej części jezdni powinna być nie mniej niż 3,00 m (fig. 94).

Chodniki w tym przypadku robią się również na wspornikach. Najmniejsza szerokość chodnika powinna być 0,75 m.

Szerokość mostów miejskich może być różna, lecz nie mniejsza, niż wymagają wyżej wskazane normy Ministerstwa Rob. Publicznych.

Szerokość mostu miejskiego zależy, naturalnie, od ruchu na danej arterii miejskiej, którą łączy most, od długości mostu i od szerokości ulicy, na osi której most jest położony. Dążyć winno się do tego, aby szerokość mostu była nie mniejsza niż szerokość ulicy, gdyż zwykle oprócz ruchu, który ma miejsce na ulicy, na moście otrzymuje się jeszcze ruch

Na fig. 90 a, 90 b, 91 a i 91 b pokazana jest szerokość mostów drugiej klasy i trzeciej o torach jednodzielnymi, na fig. 91 a

dla jazdy jednokierunkowej i na fig. 91 b dla ruchu dwukierunkowego.

Jeżeli część przejazdowa na całej swej szerokości włączając i chodnik, pomiędzy poręczami jest podzielona wystającymi ponad jezdnię częściami dźwigarów, otrzymujemy wtedy mosty o torach dwudzielnymi. Jezdnia wtedy położona bywa zazwyczaj pomiędzy dźwigarami, chodniki zaś ulokowane są na wspornikach (fig. 92 i 93).

Mogą być przypadki, że jezdnię trzeba podzielić na dwie części, z których każda będzie służyła do ruchu

dotatkowy, który ma miejsce wzdłuż rzeki ku mostowi i który przez most przenosi się na drugą stronę rzeki.

Szerokość jezdni nie powinna być dowolna, lecz taka, aby mogła być wykorzystaną dla ruchu. Zatem powinna ona być wielokrotnie szerszą od szerokości wozów t. j., aby na szerokości jezdni mogło przejeżdżać kilka szeregów wozów przy najmniejszej dopuszczalnej odległości wolnej pomiędzy wozami i aby przytem nie pozostawało wolnych pasów, na których nie mieściłyby się wozy. Szerokość zatem powinna odpowiadać dwóm, czterem, sześciu lub więcej szeregom wozów.<sup>62</sup> Jeżeli na moście są tory tramwajowe pośrodku, to wolna szerokość jezdni z każdej strony toru tramwajowego pomiędzy

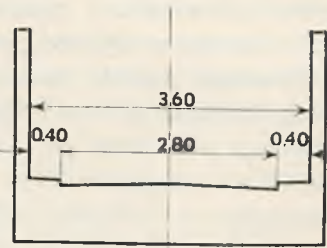


Fig. 91 a.

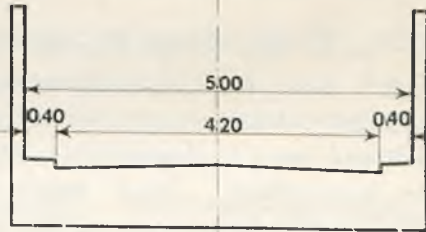


Fig. 91 b.

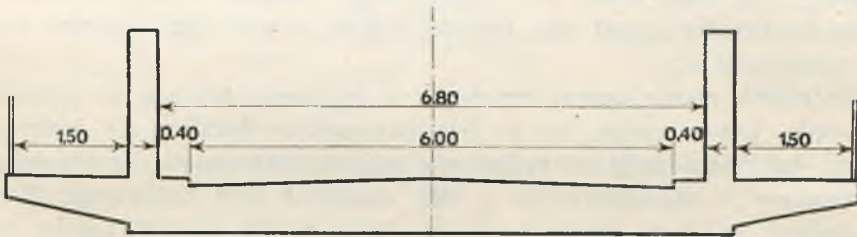


Fig. 92.

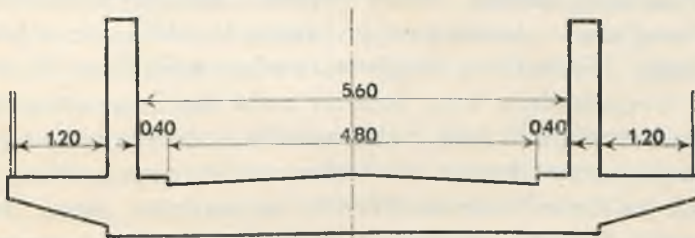


Fig. 93.

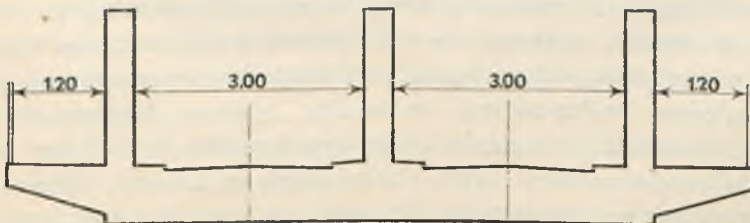


Fig. 94.

torem i chodnikiem powinna mieścić na swej szerokości odpowiednią ilość szeregów wozów, np. jeden, dwa, trzy szeregi.

Wysokość światła mostów drogowych I, II i III klasy ponad jezdnią winna wynosić 4,50 m. (fig. 16).

## ROZDZIAŁ VII.

### WYBÓR MIEJSCA I OBLICZENIE OTWORU MOSTÓW.

#### § 38. Wybór miejsca do budowy mostu zależy od wielu okoliczności.

Jeżeli most ma być zbudowany w mieście, to zwykle nie możemy uzależniać położenia mostu od najdogodniejszych warunków technicznych i budować most w dowolnym miejscu, lecz w miejscu dogodnej i rozwiniętej komunikacji. Jeżeli mamy trudne warunki terenowe trasowania, czy to drogi kołowej, czy to linii kolejowej, wtedy prowadzimy linię najdogodniejszymi kierunkami do danej rzeki i miejsce do budowy mostu otrzymuje się samo przez się. Do danego miejsca wtedy zmuszeni jesteśmy dostosować most tak, aby on zadość czynił odpowiednim warunkom technicznym.

Gdy jednak mamy pewną swobodę w wyborze miejsca do przerzucenia mostu przez rzekę, to w tym przypadku staramy się wybrać to miejsce tak, aby most otrzymał się najkorzystniejszym pod względem technicznym i ekonomicznym i aby możliwie był najtańszy. Musimy tutaj jednak mieć na uwadze, że nie tylko koszty samego mostu należy brać pod uwagę, lecz również i koszty tej drogi, którą dany most ma łączyć. Nie możemy mówić, żeśmy wybrali najkorzystniejsze położenie mostu pod względem ekonomicznym, skoro to położenie wymagało wydłużenia drogi. Wydłużenie drogi wprawdzie powiększa koszty nie samego mostu bezpośrednio, lecz budowy całej linii komunikacyjnej. Gdyby nawet wydłużenie linii oraz budowa mostu w danym miejscu pociągnęły za sobą mniejsze nieco koszta niż budowa mostu przy krótszej linii w innym miejscu, to i wtedy nie moglibyśmy powiedzieć, żeśmy dali najtańsze rozwiązanie. Musimy, przyjmując możliwe przewozy towarów po dłuższej i krótszej linii, zbadać rozchody eksploatacyjne, zbadać ewentualne straty, wynikające z przewozu towarów na większej długości, skapitalizować to, porównać ostateczne wyniki i wtedy tylko możemy orzec, jakie przejście przez rzekę jest najlepsze pod względem ekonomicznym.

Pod względem technicznym, wybierając miejsce, dążymy zwykle do tego, aby oś mostu przecinała rzekę prostopadłe do potoku wody nie tylko przy wysokim stanie wody, lecz i przy normalnym stanie. Kierunek wody normalnej nie zawsze jest ten sam, co kierunek wody wysokiej. Tylko przy wysokich brzegach, gdy rzeka nie może rozlewać swych



wód szeroko, kierunek prądu wody przy różnych poziomach pozostaje naogół jednakowy. Przy możności rozlewu kierunek przepływu wód wysokich zwykle odpowiada kierunkowi niezatapianych brzegów doliny, kierunek zaś wód normalnych tworzy pewną krzywą na podobieństwo sinusoidy (fig. 95).

Jeżeli przeto przetrzucić most w miejscu AB, to będzie on prostopadły do kierunku wody wysokiej, lecz będzie nieprostopadły do kierunku prądu wody normalnej i odwrotnie. Tylko przejścia w wierzchołkach krzywej CD dają oś mostu prostopadłą do kierunku przepływu wód wysokich i normalnych. W każdym razie winno się zbadać kierunek tak wody normalnej, jak też i wysokiej i starać się oś mostu dać normalnie do przepływu wody.

Jeżeli oś mostu nie jest prostopadła do kierunku prądu wody danej rzeki, to mosty takie nazywamy mostami ukośnymi.

Budowa mostów ukośnych pociąga za sobą następujące niedogodności:

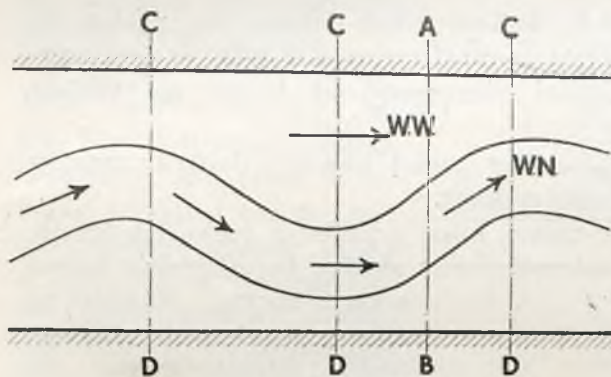


Fig. 95.

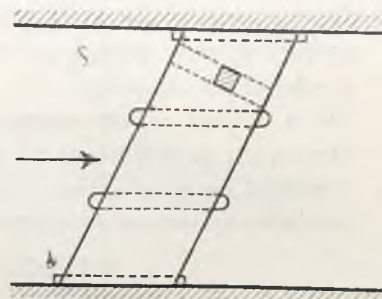


Fig. 96.

1. Zwiększa się długość mostu, a przeto powiększają się jego koszty.
2. Wymaga przy danej użytecznej szerokości mostu szerszych przyczółków i dłuższych filarów, co znów pociąga za sobą zwiększenie wydatków na budowę mostu.

3. Utrudnia konstrukcję budowy wierzchniej mostów drewnianych oraz stalowych, gdyż otrzymują się połączenia jednych części mostu z drugimi nie pod kątem prostym (fig. 96). W mostach kamiennych komplikuje układ i formę kamieni ciosowych, z których jest wyłożone sklepienie mostu. Wszystko to również pociąga za sobą zwiększenie kosztów.

4. Dźwigary mostów drewnianych i stalowych otrzymują niejednakowe obciążenie, co powoduje niejednakowe ich ugięcie. Niejednakowe ugięcie dźwigarów głównych rozluźnia i niszczy połączenia belek poprzecznych z dźwigarami.

Można naturalnie i przy skierowaniu osi mostu pod kątem nie prostym do prądu wody stawiać dźwigary główne tak jak w mostach prostych, lecz to pociąga za sobą jeszcze znaczniejsze zwiększenie ich teoretycznej rozpiętości (fig. 97).

W mostach wieloprzęsłowych ukośnych, stosując budowę wierzchnią jak w mostach prostych, musielibyśmy dawać filary albo znacznie grubsze, co pociągałoby za sobą zwiększenie kosztów, albo osie filarów dając prostopadłe do osi mostu, stawiać je pod pewnym kątem do prądu rzeki (fig. 98a) co oczywiście nie mogło by być uznane za dobre, ani pod

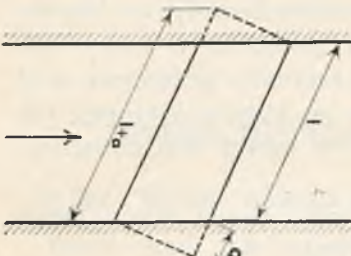


Fig. 97.

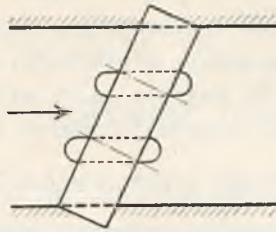


Fig. 98 a.

względem hydraulicznym, ani dla żeglugi, jeżeli takowa ma miejsce na danej rzece. Taką konstrukcją mostu moglibyśmy dać tylko w tym przypadku, gdyby przepływ wody był nieznaczny, jak to np. ma miejsce w głębokich dolinach.

Dla wyżej wymienionych powodów często unikamy budowy mostów ukośnych, szczególnie na dużych rzekach.

Jednakże w miastach, gdzie często ulice przecinają rzeki lub kanały ukośnie, zmuszeni jesteśmy budować mosty ukośne, by udogodnić komunikację uliczną.

Również na głównych arteriach o silnym ruchu automobilowym, dla którego zakręty są niedogodne i czasami nawet niebezpieczne należy budować mosty odpowiednio do osi danej drogi, trzymając się zasady, że most jest dla drogi, a nie odwrotnie.

Na rzekach małych czasem budujemy most nie na istniejącym korycie rzeki, lecz staramy się połączyć budowę mostu z jednoczesną częściową regulacją danej rzeki w danym miejscu (fig. 99).

Daje to nam tę dogodność, że możemy prowadzić roboty na miejscu suchym, co ułatwia robotę, często przyspiesza jej wykonanie i nawet zmniejsza kosztą budowy.

Jeżeli wypada budować most czasowy np. drewniany na rzece, który po kilku latach ma być usunięty i na jego miejsce ma stanąć most stały, wtedy zwykle wybieramy miejsce dla mostu czasowego nie na miejscu

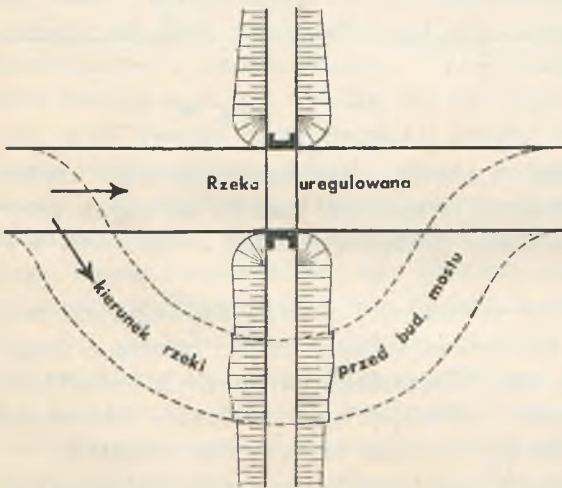


Fig. 99.

przyszłego mostu stałego, lecz nieco wyżej lub niżej i zwykle w niewielkiej odległości od miejsca mostu stałego. Daje nam to te korzyści, że możemy prowadzić budowę mostu stałego przy egzystencji mostu czasowego i tym sposobem zabezpieczyć ciągłość komunikacji na danym szlaku przez rzekę. Tak postępują przy budowach kolei, tak postępować należy przy budowie mostów miejskich i drogowych.

Na fig. 100 pokazany jest w planie tego rodzaju most czasowy drewniany, zbudowany nie na linii, łączącej dwie główne ulice miasta (Petersburg), lecz nieco niżej, miejsce zaś wzdłuż osi ulic pozostawione było wolne do budowy mostu stałego.

Wybierać miejsce do budowy mostów winniśmy takie, aby most otrzymywał się najkrótszy, aby grunt w łóżysku rzeki był twardy, gdyż od trwałości gruntu zależy w dużej mierze trwałość mostu i koszty budowy. Bardzo słabe grunty na znacznej głębokości mogą albo uniemożliwić budowę mostu w danym miejscu rzeki, albo pociągnąć za sobą b. znaczne koszty.

Łożysko rzeki w miejscu budowy mostu powinno być możliwie niezmiennie. Wreszcie, przecięcie rzeki mostem powinno mieć miejsce o ile możliwości tam, gdzie rzeka płynie jednym korytem. Gdy rzeka płynie dwoma korytami, lub też gdy rzeka w miejscu budowy mostu rozlewa na znacznej szerokości, wtedy często oprócz mostu na głównym korycie o wystarczającym otworze dla największych wód danej rzeki, dają jeszcze dodatkowe mosty o niewielkich otworach na rozgałęzieniu rzeki, by przepuszczać wody zalewowe podczas wysokiego stanu wód i spuszczać te wody po dojściu rzeki do normalnego stanu. Otrzymujemy tak zwane mosty inundacyjne.

Budowa tych mostów wymaga wielkiej ostrożności, jak również nadanie im odpowiedniego otworu. Budować dwa mosty główny i dodatkowy możemy tylko wtedy, gdy nie zachodzi najmniejsza wątpliwość, co do rozdziału wód. Jeżeli tej pewności nie mamy, to należy budować most tylko na głównym korycie i przy tym takiej długości, aby otwór był dostateczny do przepuszczenia wszystkich wód.

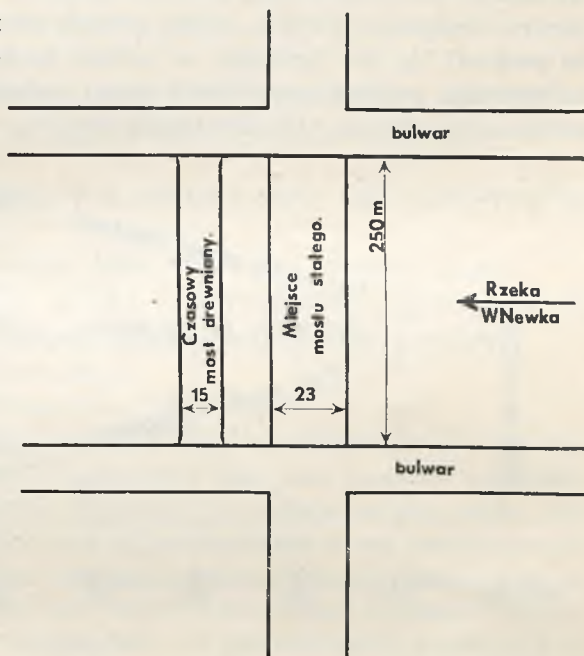


Fig. 100.



Most inundacyjny możemy dać w pewnej odległości od mostu głównego, gdy takowy okaże się niezbędny, albo dla spustu wód zalewowych, albo do pozostawienia potoku w danym miejscu. Most ten jednak podczas wód wysokich powinien być zamknięty, zatem będzie to most w postaci jazu. Przy znacznej szerokości rozlewu rzeki most zwykle zwęża rzekę i to czasem znacznie, most ma otwór kilkaset metrów, zaś rzeka podczas rozlewów wiosennych kilka kilometrów. Przekrój poprzeczny rzeki przed mostem wskazuje zwykle, że na pewnej odległości od mostu poziom wody podnosi się ku brzegom w stronę rozlewu i różnica w poziomach w kierunku poprzecznym rzeki na osi potoku (osi mostu) i ku brzegom może dochodzić do kilkudziesięciu cm.

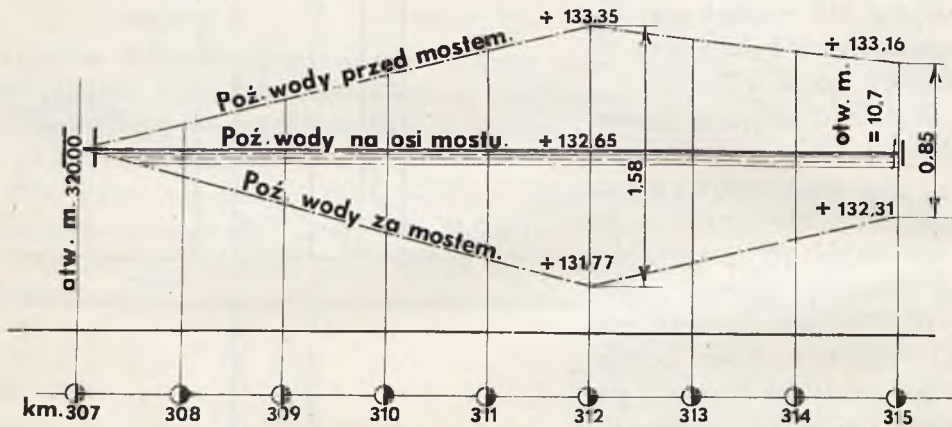


Fig. 101.

Poza mostem mamy zwykle odwrotne zjawisko. Woda, przepływająca pod mostem na stosunkowo wąskim pasie rozlewa się znowu na znaczną szerokość ku brzegom, przy tym poziom wody obniża się od mostu w stronę rozlewu. Różnica poziomów znowu może się otrzymać znaczna, kilkadziesiąt cm. Zatem w pewnej odległości od osi poprzecznej mostu różnica poziomów będzie się równać sumie różnic poziomów przed i za mostem, co daje czasami tak znaczne spiętrzenie wody przed mostem inundacyjnym (danym w pewnej odległości od mostu głównego), że most zostaje zniesiony, (na Prypeci, w odległości koło 5 kilometrów od mostu głównego różnica poziomów była  $0,71 + 0,87 = 1,58$  m, szerokość rozlewu koło 20 kilometrów).

Również należy zachować pewną ostrożność przy budowie mostów w pobliżu ujścia dopływów do rzek głównych.

Nie będziemy się dłużej zatrzymywać nad charakterystyką miejsc, najlepiej nadających się do przerzucania mostów przez daną rzekę, gdyż te dane dotyczą raczej budownictwa wodnego.

Tutaj wskażemy tylko na te dane, które są niezbędne do racjonalnego

zaprojektowania mostu, na te właściwości danej rzeki, które wzięte łącznie, stanowią jej charakterystykę. Dane te są następujące.

1. Największy wydatek (rozchód) wody w danej rzece.
2. Największa wysokość stanu wody, wysokość normalna i najniższa, wahania tych wysokości, czas tych wahań, oraz szybkość, z jaką woda się podnosi i opada.
3. Szybkość przepływu wody przy stanie najwyższym i normalnym na powierzchni, w nurcie i na dnie koryta rzeki.
4. Spadek podłużny potoku.
5. Przekrój poprzeczny łóżyska rzeki w miejscu budowy mostu oraz conajmniej dwa przekroje w odległości około 500 m. wyżej i niżej od osi projektowanego mostu.
6. Poziomy przepływu lodów oraz skrajne daty tego przepływu za największą ilość lat.
7. Geologiczny przekrój łóżyska rzeki w miejscu budowy mostu.
8. Wreszcie kształt w planie potoku i miejscowości, przylegającej do potoku.
9. Dane, dotyczące żeglugi na rzece.
10. Ceny materiałów budowlanych i robocizny.

Rozchód wody w rzece jest nam niezbędny do obliczenia otworu mostu. Kierunek potoku i kształt miejscowości daje nam możliwość zaprojektowania urządzeń regulacyjnych. Poziomy przepływu lodów służą nam do projektowania izbic podpór, czas spływania lodów — do rozplanowania robót w czasie. Dane, dotyczące żeglugi i poziomów wody, wskażą nam, na jakiej wysokości ponad wodą ma się wznosić dolna krawędź budowy wierzchniej. Geologiczny przekrój służy do projektowania fundamentów podpór, a czasami decyduje o wyborze systemu budowy wierzchniej mostu.

Przeprowadzając wiercenia w celu zbadania gruntu rzeki, należy takowe przeprowadzać po osi podpór, nie na miejscu posadowienia podpory, lecz nieco wyżej lub niżej, a nawet i wyżej i niżej podpór. Wiercenie otworów na osi podpór czasami powoduje wytryski źródeł, które później utrudniają pracę fundamentowania i z trudem dają się zagłuszyć.

### § 39. Obliczenie wielkości otworu mostu.

Otwór, czyli światło mostu powinno być na tyle dostateczne, aby największe wody katastrofalne mogły płynąć pod mostem, nie tworząc przy tym znacznego spiętrzenia wody przed mostem i nie rozmywając dna na znaczną głębokość. Znaczne spiętrzenie wody jest niedopuszczalne ze względu na możliwość zatopienia miejscowości, położonej przed mostem, zaś znaczne rozmycie dna mogłoby spowodować podmycie podpór mostowych, o ile fundamenty takowych byłyby założone na niezbyt dużej głębokości, lub, dopuszczając znaczne rozmycie dna, musielibyśmy zakładać fundamenty na odpowiednio znacznej głębokości. Nadto światło

mostu powinno być takie, aby łód spływający na rzece nie był tamowany przez podpory mostowe i nie tworzył tym sposobem zatorów.

Właściwie mówiąc, ścisłych sposobów obliczania światła mostów nie mamy, gdyż nie znamy ścisłych praw, według których woda przepływa w rzekach.

Przy obliczaniu wielkości otworu mostu będziemy rozróżniać dwie zasadnicze grupy mostów w zależności od ilości przepływu wielkiej wody:

- a) Mosty duże (na dużych rzekach) i
- b) Mosty małe lub przepusty na małych rzekach i dolinach.

#### § 40. I. Obliczenie wielkości światła mostów dużych.

Przy obliczaniu wielkości światła mostu będziemy rozróżniać dwa przypadki:

1) rozmycie dna łóżyska rzeki jest niedopuszczalne ze względu na niezbyt głębokie założenie fundamentów podpór mostowych lub niemożliwe ze względu na jakość gruntu, tworzącego łóżysko rzeki, np. dno rzeki skaliste.

2) Rozmycie dna łóżyska rzeki jest dopuszczalne tak ze względów odpowiedniego posadowienia podpór, jak też i ze względów jakości gruntu na dnie łóżyska rzeki. W każdym z tych przypadków stosujemy zwykle inne sposoby obliczenia wielkości otworu mostu.

##### A. Rozmycie dna nie jest dopuszczalne lub nie jest możliwe.

Wypadek ten mógłby mieć miejsce, np. przy budowie mostu drewnianego o podporach palowych lub kaszycowych, gdyż takowe zakładamy zwykle na niezbyt dużej głębokości. Co się tyczy mostów stałych, to stosując posady kesonowe, mamy możliwość opuszczania fundamentów do głębokości 30 m niżej poziomu wody (28 m niżej poziomu wody normalnej opuszczono kesony w moście Pałacowym w Petersburgu) i w moście w Płocku do 30 m), zaś studnie opuszczać możemy i głębiej. Podpory mostu przez cieśninę Belt posadowione są na specjalnych studniach żelazobetonowych na głębokości 40 m pod poziomem Bałtyku<sup>\*)</sup>). Dla podpór stałych kamiennych, posadowionych na należytej głębokości, nie zachodzi zwykle obawa podmycia ich fundamentów tym bardziej, że, dopuszczając rozmycie, głębokość tego rozmycia ograniczamy zwykle normą, nie przekraczającą 50% pierwotnej średniej głębokości. Dla mostów stałych z podporami kamiennymi raczej może zachodzić przypadek niemożliwości rozmycia dna rzeki wskutek twardości gruntu.

Jak już wyżej wskazaliśmy, przy obliczeniu wielkości otworu mostu musimy mieć największy rozchód wody, gdyż otwór mostu powinien być dostateczny, aby największe wody katastrofalne mogły przepłynąć bez szkody tak dla samego mostu, jak też i dla miejscowości, przylegającej do mostu.

<sup>\*)</sup> La Technique des Travaux.



Oznaczmy rozchód wody przez  $Q$ .

Współczynnik dławienia wody oznaczmy przez  $\mu$ . Współczynnik ten jest zależny od kształtu filarów w planie i przy filarach prostokątnych może być przyjęty 0,85, przy filarach z głowicami zaokrąglonymi 0,90 i przy głowicach ostrokątnych 0,95 — 0,97.

Właściwie współczynnik  $\mu$  zależy nie tylko od kształtu filarów, lecz też od rozpiętości w świetle pomiędzy podporami. Im odległość pomiędzy filarami jest większa, tym współczynnik  $\mu$  jest również większy i dla rozpiętości większych od 100 m można go przyjmować prawie równym 1.

Croisette daje następujące wartości dla współczynnika  $\mu$ .

Kształt podpor	W zależności od rozpiętości $l$ w m						
	$l$	10	30	50	60	80	100
Prostokątny . . . . .	$\mu$	0,79	0,86	0,90	0,92	0,97	0,99
Półkolisty lub trójkątny . .	$\mu$	0,85	0,90	0,93	0,95	0,97	0,99
Trójkąt ostry lub ostrołuk . .	$\mu$	0,89	0,93	0,95	0,96	0,98	0,99

Jeżeli średnią szybkość wody pod mostem oznaczmy przez  $v_0$ , a prędkość rzeki pod mostem przez  $v_p$ , to mamy

$$Q = \mu \omega_0 v_0.$$

Z tego wzoru znajdziemy  $v_0$ .

Mając średnią szybkość wody, możemy znaleźć na zasadzie wzorów empirycznych największą jej szybkość na powierzchni rzeki  $v_p$ , a mając tę ostatnią i korzystając również ze wzorów empirycznych, możemy znaleźć  $v_d$ , szybkość wody na dnie rzeki.

Dla wielkości  $v_p$  możemy przyjąć wzory Prony'ego.

$$v_0 = 0,8164 v_p, \text{ lub } \frac{v_0}{v_p} = \frac{2,372 + v_p}{3,153 + v_p},$$

względnie wzór Bazin'a

$$v_0 = v_p - 14 \sqrt{R i},$$

gdzie  $i$  oznacza spadek zwierciadła wody, a  $R$  promień hydrauliczny przekroju.

Wielkość  $v_d$  możemy znaleźć ze wzoru Weisbacha

$$v_d = 0,83 v_p.$$

Mając szybkość na dnie rzeki, możemy porównać ją z szybkościami, które rozmywają grunta, a zatem możemy sobie wytworzyć pojęcie, czy grunt znajdujący się na dnie rzeki może być rozmyty lub nie. We-

dług Morandiére'a mamy następujące dane, dotyczące rozmycia różnych kategorii gruntów:

	$v$
dno gliniaste (słaba glina) . . . . .	0,15 m/sek
„ piaszczyste . . . . .	0,30 „
„ żwirowate . . . . .	0,61 „
„ z drobnego tłucznia . . . . .	0,90 „
„ z grubego tłucznia . . . . .	1,22 „
„ z kamieni znacznej wielkości . . . . .	1,50 „
„ skaliste słabe . . . . .	1,80 „
„ skaliste twarde . . . . .	3,00 „

Naturalnie, że im okres przepływu wody wysokiej jest krótszy, tym oczywiście i rozmycie jest mniejsze.

Wyżej podane dane co do rozmywalności gruntu przy wskazanych prędkościach należy przyjmować z pewnymi zastrzeżeniami. Z tych danych wynikałoby, że przy prędkościach wody większych niż 3,00 m/sek skała twarda powinna być rozmywana. Są jednak przykłady, że przy prędkościach 7 m/sek koryto rzeki pod mostem nie ulega rozmyciu (most

przez Narowę w Narwie); we Francji rzeka Ariège ma szybkość, dochodzącą do 7 a nawet do 12 m/sek i również koryto rzeki nie jest rozmywane.

Stawiając most na rzece, tworzymy pewną zapórę wodzie, gdyż zazwyczaj koryto rzeki zwężamy. Szybkość wody zatem w rzece pod mostem zwiększa się i przed mostem tworzy się spiętrzenie wody. Tak prędkość jak i spiętrzenie wody są ograniczone. Prędkość wody zależna jest nie tylko od możliwości rozmycia dna, lecz nawet w przypadkach, gdy rozmycie dna jest możliwe, prędkość może być ograniczona innymi względami.

Zwiększenie szybkości może być niedopuszczalne ze względu na żeglugę oraz na spiętrzenie wody przed mostem. Żegluga żaglowa przeciw prądowi jest utrudniona przy szybkości już koło 1 m/sek zaś z prądem przy szybkości 1,7 m/sek (Debauve), przy holownikach przeciwpądowa jest utrudniona przy szybkości 1,3 m/sek.

Spiętrzenie wody przed mostem nie tylko utrudnia żeglugę, lecz, podnosząc poziom wód najwyższych w rzece, może powiększyć rozlew rzeki, zalać pola uprawne i przez to wyrządzić szkody.

Spiętrzenie wody  $h$  może być obliczone w następujący przybliżony sposób. Jeżeli przez  $B$  oznaczymy szerokość rzeki przed mostem, fig. 102

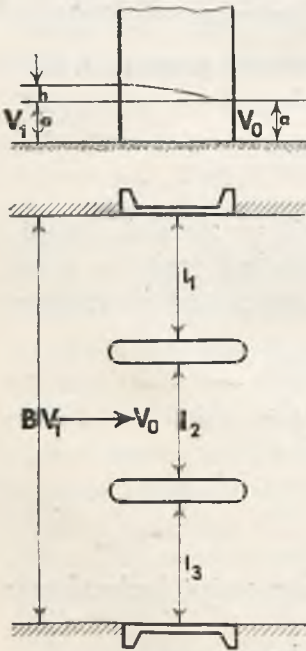


Fig. 102.

przez  $l = l_1 + l_2 + l_3$  światło mostu, przez  $a$  średnią głębokość rzeki przed mostem i przez  $v_1$ , i  $v_0$  odpowiednio średnią szybkość wody przed i pod mostem, to możemy napisać:

$$h = \frac{v_0^2 - v_1^2}{2g}; v_0 = \frac{Q}{p \cdot a l}; v_1 = \frac{Q}{B(a + h)}$$

czyli, że

$$h = \frac{Q^2}{2g} \left[ \frac{1}{(p \cdot a l)^2} - \frac{1}{B^2 (a + h)^2} \right]^*$$

Jak widać do otrzymania wielkości  $h$  mamy równanie trzeciego stopnia, które najlepiej jest rozwiązać sposobem stopniowego przybliżenia.

Można w drugim wyrazie w nawiasie najpierw założyć  $h = 0$ , otrzymamy wtedy pierwsze przybliżenie dla wartości  $h$ , otrzymaną wartość  $h$  wstawić do tegoż wzoru, otrzyma się wtedy drugie przybliżenie i t. d., aż otrzymamy dla  $h$  wielkości, mało różniące się jedna od drugiej.

Pierwszą wielkość światła mostu  $l$  można przyjąć równą szerokości rzeki przy stanie wody średniej i od tej wielkości zwykle prowadzimy obliczenia otworu.

Co się tyczy wysokości dopuszczalnego spiętrzenia rzeki, to nie mamy narazie specjalnych przepisów, przeto powinniśmy wielkość spiętrzenia uzależniać od miejscowości, przylegającej do rzeki i położonej wyżej mostu, od kultury pól, które mogłyby być zalane dzięki spiętrzeniu wody.

Długość  $L$ , na którą spiętrzenie się rozpościera można obliczyć ze wzoru Rühlmanna

$$L = \frac{H}{i} \left[ f \left( \frac{h}{H} \right) \right].$$

W tym wzorze  $h$  oznacza spiętrzenie,  $H$  głębokość wody niespiętrzonej,  $i$  spadek dna. Zaś  $f \left( \frac{h}{H} \right)$  ma następujące wielkości:

$\frac{h}{H}$	0,01	0,05	0,10	0,30	0,50	1,00	1,50
$f \left( \frac{h}{H} \right)$	0,0067	0,5701	0,8353	1,3428	1,6611	2,2839	2,8337

### B. Rozmycie dna rzeki jest możliwe i dopuszczalne.

Niech  $l$ , jak przedtem, oznacza światło mostu,  $\omega$  pole przekroju rzeki przed zbudowaniem mostu,  $\omega_i$  pole przekroju rzeki pod mostem na początku przepływu wielkiej wody,  $v$  średnia szybkość wody, gdy mostu nie było, wtedy mamy rozchód  $Q = \omega v$ .

\* Obliczanie sposobem np. Rehbocka patrz M. Matakiewicz. Zasady wyzyskania sił wodnych. Lwów 1936 r.



Po zbudowaniu mostu będziemy mieć  $Q = \mu \omega_1 v_1$  i naturalnie  $v_1 > v$ , gdyż  $\mu < 1$  zaś  $\omega_1 < \omega$ . Jeżeli przeto zwiększona szybkość  $v_1$  wody będzie tą szybkością, przy której grunt dna rzeki podlega rozmyciu, to nastąpi rozmycie dna, powiększenie się średniej głębokości rzeki i oczywiście pola przekroju rzeki do pewnej wielkości  $\omega_2$ . Szybkość  $v_1$  przy tym będzie się stopniowo zmniejszała i zbliżała do pierwotnej szybkości  $v$ , która miała miejsce przed zbudowaniem mostu.

Gdy szybkość osiągnie wielkości  $v_2 = v$ , wtedy rozmycie dna się wstrzyma.

Pierwotna średnia głębokość rzeki była  $h = \frac{\omega}{l} = \frac{Q}{lv}$ ,

pod mostem zaś  $h_1 = \frac{\omega_1}{l} = \frac{Q}{\mu v_1 l}$ . Po rozmyciu dna głębokość ta osiągnie wielkości:

$$h_2 = \frac{\omega_2}{l} = \frac{Q}{\mu v_2 l}$$

Zatem  $h_2 - h_1$  będzie średnią wielkością rozmycia dna. Wielkość ta powinna być taka, aby przez zwiększenie głębokości nie trzeba było zbyt głęboko dawać posadowienia fundamentów filarów; w każdym razie zwiększenie głębokości nie powinno być większe od 50% pierwotnej głębokości rzeki.

Jednakże nie średnia głębokość ma znaczenie przy decydowaniu głębokości zakładania fundamentów filarów, lecz największa głębokość po rozmyciu dna.

Nie mając dostatecznych podstaw do określenia tej wielkości, możemy tylko zrobić pewne przypuszczenia, które mniej więcej są w zgodzie z obserwacjami. Naturalnie należy przypuszczać, że największa głębokość będzie miała miejsce w głównym korycie rzeki, gdzie szybkość wody jest największa i gdzie przeto będzie największe rozmycie dna rzeki,

By określić tę największą głębokość  $\max h_2$  zakładamy, że stosunek największej głębokości do średniej głębokości przed i po rozmyciu dna nie zmienia się. Zatem, jeżeli stosunek ten oznaczmy przez  $c$ , to otrzymamy, że  $\max h_2 = c h_2$  zaś  $c = \frac{\max h_1}{h_1}$ .

Wielkości  $h_1$  i  $\max h_1$  możemy znaleźć zapomocą bezpośrednich pomiarów. Tutaj należy zwrócić uwagę, że jeżeli warstwy gruntu łóżyska rzeki są różne, to pod warstwą, rozmywającą się przy danej szybkości  $v_2$ , może być warstwa, która się nie będzie rozmywała; rozmycie może się zatrzymać na tej warstwie przy prędkościach  $v_2$  znacznie większych od pierwotnej szybkości  $v_1$  i może zatem nastąpić spiętrzenie wody równe  $h = \frac{v_2^2 - v^2}{2g}$ . Spiętrzenie to powinno być obliczone i zbadane, czy jest ono dopuszczalne. Jeżeli nie, to musimy zwiększyć rozpiętość mostu  $l$  i obliczenia przeprowadzić na nowo.

W rzekach górskich, które zwykle niosą w korytach swych kamienie i drzewa płynące i dają czasami raptowne przybory wody, należy stosować większe rozpiętości przęsła, by nie otrzymać zagrodzenia otworu drzewami, karczami i t. p. Aby uniknąć osadów w granicach mostu przez zmniejszenie szybkości wody, należy dawać światło mostu bez znacznych zapasów.

Podpory mostowe należy zakładać na odpowiedniej głębokości, by zapobiec podmyciu dna. Należy przy tym przyjmować, że rozmycie może mieć miejsce do takiej głębokości, przy której szybkość średnia wody pod mostem zrówna się z szybkością wody przed zbudowaniem mostu.

#### § 41. II. Obliczenie wielkości otworów małych mostów.

Do obliczenia wielkości otworów małych mostów i przepustów musimy mieć przede wszystkim rozchód wody. Ponieważ małe mosty lub przepusty budujemy nad niewielkimi wodotokami, które często są suche i otrzymują wodę tylko podczas deszczów ulewnych, lub podczas tajania śniegów na wiosnę, przeto obliczenie ilości przepływu wody znacznie się różni od sposobu obliczenia rozchodu wody w dużych rzekach. Mamy tutaj do czynienia zwykle ze zlewniami, niewiększymi od 50 kilometrów kwadratowych. Dla zlewni tych mamy pewne normy otrzymane z obserwacji nad ilością opadów. Naturalnie, ilość wody bądź to deszczowej, bądź to od tajania śniegów, która dochodzi do danego wodotoku, zależy przede wszystkim tak od wielkości zlewni, która zasila dany wodotok, jak również i od gatunku gruntu zlewni. Im zlewnia jest większa, tym mniejsza część opadów z jednostki jej powierzchni dochodzi do wodotoku i im dłuższy jest wodotok, tym również mniej wody dojdzie jednocześnie do danego miejsca.

W dużej mierze ilość wody, spływającej do doliny, zależy od gatunku gruntu. Jeżeli grunt jest wsiąkliwy, to znaczną część opadu pochłonie grunt; przy gruncie mało wsiąkliwym znaczna część wody będzie ściekała do wodotoku.

Również na ilość wody, ściekającej ze zlewni do danej doliny, ma wpływ roślinność, która pokrywa powierzchnię zlewni. Kształt zlewni w planie, jej większa lub mniejsza spadzistość tak wzdłuż, jak też i w poprzek doliny danej zlewni również wpływa na ilość opadów dochodzących do wodotoku z kwadratowej jednostki zlewni.

Zlewnia z niewielkimi spadkami poprzecznymi i podłużnymi będzie oddawać wodę wolniej swemu wodotokowi, zatem większa ilość wody będzie wsiąkała w grunt i większa ilość wody będzie się ulatniała pod postacią pary.

Zwykle za podstawę do obliczeń wody ze zlewni przyjmują najdłuższe i najsilniejsze ulewy. Wszystkie wzory, które podają różni inżynierowie (Ilszkowski, R. Lauterburg, Sprengel, Gröger, Köstlin, Wejrauch, Hofmann,

Kreśnik, Nikolai, Matakiewicz \*) są to wzory empiryczne więcej lub mniej udatnie skonstruowane, proste lub skomplikowane. Ta znaczna liczba formuł do obliczenia ilości wody wskazuje, że wzory te nie mogą mieć podstaw niewzruszonych, podstaw prowadzących do jednakowych rezultatów i dlatego też na rezultaty obliczeń według tych wzorów należy patrzeć jako na mniej lub więcej wiarogodne.

Na wielkość rozchodu  $Q$  wody, dochodzącej do danej doliny z danej zlewni, tyle wpływa najrozmaitszych czynników, że uzasadnić te wzory teoretycznie jest zupełnie czymś zadaniem. Wskażemy tutaj na najprostszy wzór dany przez inż. Köstlina, który za podstawę do swych obliczeń przyjął największą ulewę w Paryżu, która w ciągu 10 minut dała 9,6 mm wody. Do obliczenia rozchodu wody Köstlin daje wzór w następującej postaci:

$Q = 16 A \alpha m^3/\text{sek}$ , gdzie  $A$  jest powierzchnia zlewni w kilometrach kwadratowych,  $\alpha$  — współczynnik zależny od długości dorzecza, wskazany w tablicy A:

Tablica A.

Długość dorzecza w km.	do 3,5	3,5 — 7,0	7 — 10,5	10,5 — 14,0	14,0 — 17,5
Współczynnik $\alpha$ dla terenów górzystych	$1/2$	$3/8$ — $1/4$	$1/4$ — $3/16$	$3/16$ — $1/8$	$1/8$ — $1/16$
Współczynnik $\alpha$ dla terenów równinnych	$1/4$	$3/16$ — $1/8$	$1/8$ — $3/32$	$3/32$ — $1/16$	$1/16$ — $1/32$

Wyżej wskazane normy dla wielkości wydatku wody  $Q$  dane przez Köstlina stosowane były i w Rosji. Jednak nie zawsze otwory przepustów obliczane na zasadzie tych norm okazywały się dostateczne. W roku 1900 na linii Charków — Bałaszowo tor kolejowy został rozmyty, otwór przepustu okazał się niedostateczny do przepływu wody od gwałtownej ulewy. Rozmycie nasypu spowodowało rozbicie się pociągu. Po tym wypadku prof. Instytutu dróg komunikacji, L. Nikolai, rozesłał ankietę do wszystkich zarządów kolei i okręgów komunikacji i na zasadzie otrzymanych danych dał swój wzór, w którym uwzględnił spadek doliny danego wodotoku. Wzór ten dany jest w postaci:

$$Q = 16 A \alpha \beta m^3/\text{sek}.$$

W tym wzorze

$A$  oznacza powierzchnię zlewni w  $\text{km}^2$ ,

$\alpha$  współczynnik zależny od długości doliny,

$\beta$  współczynnik zależny od spadku doliny.

\*) M. Matakiewicz. Zasady wyzyskania sił wodnych, pomiary i obliczenia wodne. Lwów 1936 r.



Współczynniki te są podane w poniższej tabelicy B:

Tablica B.

Długość doliny km.	0,5	1,0	2,0	3,0	3,5	7,0	10,5	14,0	17,5
Współczynnik $\alpha$	1	$11/12$	$3/4$	$7/12$	$1/2$	$1/4$	$3/16$	$1/8$	$1/16$
Spadek doliny w ‰	1	2	3	4	5	7	10	50	
Współczynnik $\beta$	$3/16$	$4/16$	$5/16$	$6/16$	$8/16$	$14/16$	1,3	1,5	

Spadek  $i$ , od którego zależy współczynnik  $\beta$ , oblicza się ze wzoru  $i = \frac{\sum bil}{\sum bl}$ , gdzie  $bil$  oznaczają szerokość i długość części zlewni, które mają jednakowy spadek  $i$ .

Jeżeli powierzchnia poprzecznych stoków ze średnim spadkiem mniejszym od 3‰ stanowi  $1/3$  lub więcej całkowitej powierzchni zlewni  $A$ , otrzymany na zasadzie wzoru wydatek wody  $Q$ , należy zmniejszyć o 20‰ dla  $A$  od 5 do 30 km<sup>2</sup> i na 30‰ dla  $A$  od 30 do 50 km<sup>2</sup>. Dla wielkości pośrednich dla  $A$  zmniejszenie należy interpolować między 0,7 i 0,8.

Jeżeli zlewnia ma kilka dolin poprzecznych, to  $Q$  należy obliczać jako sumę przepływów główną doliną i bocznymi, w zależności od ich powierzchni, spadku i długości, przy czym za długość bocznych dolin należy przyjmować długość, składającą się z długości dorzecza bocznego i części dorzecza głównego od ujścia doliny bocznej do otworu mostu.

Nasze Ministerstwo Komunikacji do obliczenia otworów małych mostów i przepustów nakazuje przyjmować wydatek wody  $Q$  w m<sup>3</sup>/sek z jednego km<sup>2</sup> zlewni według niżej podanej tablicy C:

Tablica C.

Długość zlewni w km			1	2	3	4	6	10	14	18
Teren zlewni	górzysty	$i > 20‰$	8	7,0	6,0	5,0	4,0	3,0	2,0	1,0
	falisty	$i$ od 5‰ do 20‰	6,4	5,6	4,8	4,0	3,2	2,4	1,6	0,8
	płaski	$i < 5‰$	4,0	3,5	3,0	2,5	2,0	1,5	1,0	0,5

1) Dla krótkich dolin długości do 3 km ze stromymi zboczami o spadku powyżej 0,020 ilość odpływu wody winna być zwiększona o 25‰.

2) Dla łatwoprzepuszczalnych gruntów o powierzchni niezadarniowanej oraz dla zarośli ilość odpływu wody może być zmniejszona, lecz nie więcej niż o 25‰.

3) Dla lasów, zwirowisk i pustkowi kamiennych lub piaszczystych ilość odpływu może być zmniejszona do 50%.

B. Ministerstwo Robót Publicznych polecało posiłkować się następującym wzorem do otrzymania wydatku wody  $Q$  ze zlewni o powierzchni  $A$ .

$Q = A \alpha \beta$  m<sup>3</sup>/sek, gdzie  $\alpha$  i  $\beta$  są to współczynniki — pierwszy, zależny od długości doliny i charakteru terenu, i drugi zależny od stopnia zalesienia. Współczynniki te są podane w tablicach.

Tablica współczynnika  $\alpha$ .

Długość zlewni km		1	3	5	7	10	15	20	25
Teren zlewni	górzysty	7,0	5,8	4,8	4,0	3,0	2,0	1,4	1,0
	pagórkowaty	5,6	4,6	3,8	3,2	2,4	1,6	1,1	0,8
	płaski	8,5	2,9	2,4	2,0	1,5	1,0	0,7	0,5

Tablica współczynnika  $\beta$

Stopień zalesienia	$\beta$
0 bez lasów	1,0
$\frac{1}{4}$ zalesienia	0,9
$\frac{1}{2}$ "	0,8
$\frac{3}{4}$ "	0,7
$\frac{4}{4}$ "	0,6

Mając wydatek wody  $Q$  dla danego wodotoku, możemy obliczyć wielkość otworu danego przepustu, przy tym będziemy różniczyć trzy przypadki.

1) Obliczenie otworu niewielkich i nieszerokich mostów (szerokość przyczółków 4 m do 5 m).

W tym przypadku woda nie dochodzi do dolnej krawędzi budowy wierzchniej i mamy przeto do czynienia z przelewem wody przez całkowity otwór w ścianie cienkiej.

2) Obliczenie otworów przepustów zakrytych zgóry, czyli rur kamiennych, betonowych i mostów otwartych, szerokich, dwutorowych (szerszych od 5 m).

Ponieważ woda przy tych przepustach nie powinna podnosić się wyżej ponad  $\frac{3}{4}$  wysokości rur kamiennych i betonowych, a przy rurach z cegły winna być nawet nieco niżej, koło 0,2 m od stóp sklepienia i, ponieważ rury te są zwykle dość długie, przeto mamy tutaj do czynienia ze zjawiskiem przepływu wody przez otwór w ścianie grubej (niezupełny przelew).

3) Obliczenie otworu rur, dla których dopuszczamy przepływ wody całkowitym otworem pod pewnym ciśnieniem tak, że woda zakrywa cały otwór rury.

Mamy tedy przypadek przepływu przez rurę pod ciśnieniem.

1) *Obliczenie otworów małych mostów otwartych.*

Obliczając światło małych mostów należy mieć na uwadze, że spiętrzona woda przed mostem nie powinna dochodzić do korony nasypu

conajmniej na 1 m, i że szybkość wody pod mostem nie powinna przekraczać granicy następujących norm w zależności od dna łożyska pod mostem:

Przy dnie drewnianym . . . . .	6,6 m/sek
" " z muru . . . . .	4,0 "
" " z bruku kamiennego z dwóch warstw .	3,5 "
" " " " jednowarstwowego	2,0 "
" " gliniastym (twardym) . . . . .	1,5 "

Jeżeli mamy wydatek wody  $Q$ , spadek doliny w pobliżu mostu  $i$  i przekrój poprzeczny doliny, to przekrój potoku  $\omega$  na osi mostu obliczamy drogą prób, ze wzoru:

$$\omega = \frac{Q}{v} = \frac{Q}{c \sqrt{\frac{\omega}{p} i}} = \frac{Q}{c \sqrt{R i}}$$

gdzie  $p$  jest obwodem zwilżonym, który przy danym  $\omega$  znajdziemy z poprzecznego przekroju doliny, zaś  $v = c \sqrt{\frac{\omega}{p} i}$  jest wzorem empirycznym, dającym możliwość znalezienia szybkości wody przed zbudowaniem mostu,  $c$  współczynnik, który może być wzięty albo według Bazin'a

$$c = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}$$

albo według Ganguilleta i Kuttera

$$c = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0.00155}{i}}{1 + \left(23 + \frac{0.00155}{i}\right) \frac{n}{\sqrt{R}}} \quad \text{przy } i \leq 0.0005.$$

Przy  $i > 0.0005$  stosuje się wzór  $c = \frac{100 + \sqrt{R}}{m + \sqrt{R}}$ , gdzie  $m =$  od 0.12 do 2.5,  $n =$  od 0.025 do 0.035.

Współczynnik  $\gamma$  podany jest w tabeli na str. 134.

Gdy znajdziemy ostatecznie ten przekrój  $\omega$ , wtedy z poprzecznego przekroju doliny znajdziemy szerokość i średnią głębokość potoku  $a$ .

Przypuszczając dalej, że prędkość  $v_0$ , z którą woda przyplywa do mostu będzie taka sama, jaka miała miejsce przed zbudowaniem mostu, że szybkość wody pod mostem jest  $v$ , rozpiętość mostu  $b$  w świetle, znajdziemy ze wzoru Dubuata:

$$b = \frac{Q}{\mu \sqrt{2g} \left\{ \frac{2}{3} \left[ (h+k)^{3/2} - k^{3/2} \right] + a(h+k)^{1/2} \right\}}$$

W tym wzorze

$$h = \frac{v^2 - v_0^2}{2g}, \quad k = \frac{v_0^2}{2g}, \quad \mu = \text{od } 0.80 \text{ do } 0.90.$$



Mając wielkość  $h$  i szerokość potoku na poziomie wody w przekroju niezwązonym, znajdziemy ściślejszy przekrój potoku  $\omega_1$ , a zatem i ściślejsze znaczenie szybkości przyływu wody do mostu  $v_0 = v \frac{\omega}{\omega_1}$  oraz spiętrzenie  $h = \frac{v^2 - v_0^2}{2g}$  i  $k = \frac{v_0^2}{2g}$ , a następnie ze wzoru Dubuata i wielkość światła mostu. Głębokość wody przed mostem  $a + h$ , jak to już było wskazane, powinna być mniejsza od wysokości nasypu przynajmniej o 1 m, nadto spiętrzona woda nie powinna dochodzić do dolnej krawędzi budowy wierzchniej mostu na 1 m. Jeżeli dla wielkości  $v$  przyjąć 4 m/sek, to przy  $v=0$  otrzymamy największe spiętrzenie wody  $h = 1,63$  m. Przy bardzo małych szybkościach  $v_0$ ,  $k \approx 0$  i dla  $b$  mamy wtedy:

$$b = \frac{Q}{\mu \sqrt{2gh} \left( \frac{2}{3}h + a \right)},$$

## 2) Obliczenie wielkości światła rur kamiennych i betonowych.

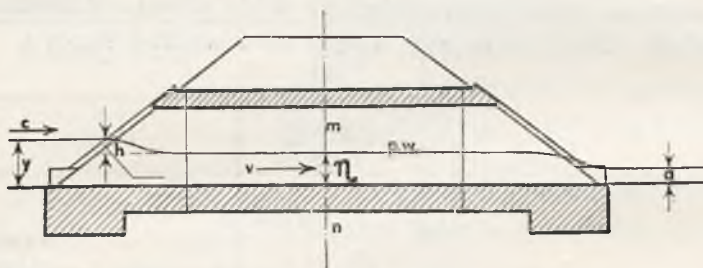


Fig. 103.

Niech będzie  $b$  światło przepustu,

$y$  — głębokość wody przed przepustem,

$c$  — szybkość dopływającej wody do przepustu,

$v$  — szybkość wody pod przepustem,

$a$  — głębokość wody za przepustem,

$\eta$  — głębokość wody w rurze, przy tym głębokość  $\eta$  staje się taką, przy której wydatek wody  $Q$  otrzymuje się największy.

Zjawisko przepływu wody będzie tutaj następujące: woda dopływa do przepustu z pewną szybkością  $v$  przy warstwie o grubości  $a$ ; przed mostem wskutek tamy, jaką tworzy nasyp i wskutek niewielkiego otworu przepustu, woda szybkość swą zmniejsza do wielkości  $c$ . Przed mostem woda spiętrza się i głębokość wody zwiększa się do wielkości  $y$ . Wskutek spiętrzenia się wody szybkość pod mostem wzrasta do wielkości  $v$ . Za mostem woda znów płynie w swych pierwotnych niezamąconych warunkach.

Jeżeli przeto przypuścimy, że ruch wody jest ustalony, to możemy

napisać, że  $Q = \mu b \eta v = \mu b \eta \sqrt{2g(y + k - \eta)}$ ;  $k = \frac{c^2}{2g}$ .

Aby  $Q$  było maximum, musi być  $\frac{dQ}{d\eta} = 0$ ; zatem

$$\mu b \sqrt{2g(y+k-\eta)} - \mu b \eta \frac{g}{\sqrt{2g(y+k-\eta)}} = 0,$$

skąd 
$$\eta = \frac{2}{3}(y+k).$$

Przeto największy rozchód 
$$Q = \frac{2}{3} \mu b (y+k) \sqrt{2g \frac{y+k}{3}}.$$

Prędkość pod mostem będzie 
$$v = \sqrt{2g(y+k-\eta)} = \sqrt{2g \frac{y+k}{3}},$$

i rozchód 
$$Q = \mu b \eta v = \frac{\mu b v^3}{g}.$$

Przy współczynniku  $\mu = 0,85$  i  $g = 9,81 \text{ m/sek}^2$ , 
$$b = \frac{Qg}{\mu v^3} = \frac{11,54 Q}{v^3}.$$

Prędkość  $v$  zależy od dna przepustu i była wskazana wyżej w obliczeniu otworów małych mostów otwartych (str. 121).

Z wyrażenia dla szybkości  $v$  otrzymujemy głębokość wody spiętrzzonej przed mostem, mianowicie

$$y = \frac{3v^2}{2g} - k = \frac{3v^2 - c^2}{2g},$$

przy tym zamiast szybkości  $c$  można przyjąć szybkość  $v_0$ , z jaką potok dopływa do mostu, gdyby mostu nie było. Głębokość  $y$  nie powinna być mniejsza od głębokości  $a$ .

Może się jednak zdarzyć, że głębokość  $y$  otrzyma się mniejsza od głębokości  $a$ , gdy potok jest w stanie naturalnym. Wtedy zakładamy, że  $\eta = a$  i ze wzoru

$$Q = \mu b \eta \sqrt{2g(y+k-\eta)},$$

mając 
$$y = \frac{v^2}{2g} - k + \eta,$$
 określamy światło przepustu  $b$ .

Naturalnie, przepust nie będzie wtedy pracował najwydatniej, gdyż warunek, że  $\eta = \frac{2}{3}(y+k)$ , nie zostaje spełniony.

Przy obliczaniu otworów przepustów przypuszczaliśmy, że otwór ma przekrój prostokątny. Jednak zwykle przekroje przepustów mają kształt, odbiegający mniej lub więcej od prostokątnego i dlatego też światło przepustu  $b$ , otrzymane na zasadzie powyższych sposobów, powinno być zwiększone od 15 do 25% w zależności od stosunku części prostokątnej otworu do części krzywoliniowej przy poziomie  $y$ .

W obliczeniach powyższych przypuszczaliśmy, że szybkość wody pod mostem  $v$  jest jednostajna na całej szerokości mostu. Aby tę szybkość utrzymać, dno przepustu musi mieć spadek  $i$ , który może być wzięty ze wzoru Bazin'a dla przepustów kamiennych 
$$i = \left(0,00024 + \frac{0,00006}{R}\right) \frac{v^2}{R}.$$

Ze wzorów  $\tau_1 = \frac{2}{3}(y+k)$ ,  $v = \sqrt{2g \frac{y+k}{3}}$  mamy  $\tau_1 = \frac{v^2}{g}$

i spiętrzenie wody  $h = y - \tau_1$ .

Jeżeli przyjmiemy, że  $v = 6,6$  m/sek i  $c = 0$ , to  $y = \frac{3v^2}{2g} = \frac{3 \times 6,6^2}{2 \times 9,81} = 6,66$  m

### 3. Obliczenie otworu rur stalowych, żeliwnych lub stalobetonowych, pracujących pod znacznym ciśnieniem.

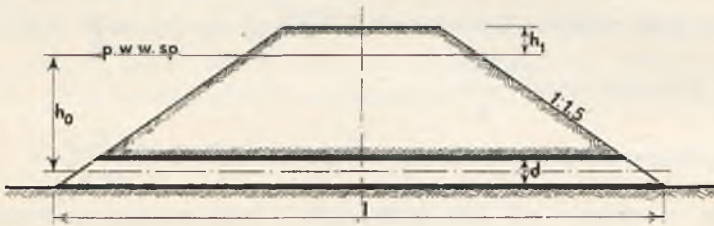


Fig. 104.

Mamy tutaj na uwadze przepusty, które mogą pracować całym swym otworem, gdy woda przed przepustem podnosi się czasem znacznie wyżej ponad otworem przepustu. Tęgo ustroju przepusty możemy stosować wtedy, gdy dolina przecięta torem, w którym musimy zrobić przepust, tworzy znaczny zbiornik, który podczas najsilniejszej dwugodzinnej ulewy może napełnić się wodą do poziomu, niedochodzącego jednak do

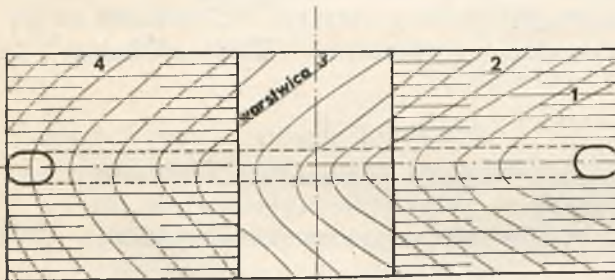


Fig. 105.

pewnej wysokości  $h_0$ . Tę wysokość  $h_0$  należy ustalić, gdyż do tej wysokości musimy dobrze wzmocnić skarpy nasypu, woda bowiem, odpływając przez zalany otwór rury, tworzy nad otworem jej wiry, które mogą rozmyć nasyp.

Niech będzie nasyp pewnej wysokości, w którym jest ułożona rura o średnicy  $d$  i przekroju  $\omega$ .

Za nasypem w miejscu położenia rury dolina od strony dopływu wody tworzy zbiornik, (fig. 104 i 106) który może być napełniony wodą do wysokości  $h_0$ , licząc od osi rury.

Wysokość  $h_0$  będzie ograniczona po pierwsze wysokością nasypu, powtóre wysokość ta nie powinna być na tyle znaczną, by spowodować bardzo wielką szybkość odpływającej wody w rurze.

Jeżeli rury stalowe lub żeliwne są dobrze umocowane na kamiennych lub betonowych fundamentach, to szybkość ta może dochodzić do 6 m/sek.



Jeżeli podłoże rury jest z gliny, wtedy szybkość nie powinna być większa niż 3 m/sek.

W rurach ułożonych ze spadkiem i pracujących bez ciśnienia szybkość może dochodzić do 9 m/sek, dla rury bowiem nie tyle jest niebezpieczna wielka szybkość wody, ile znaczne jej ciśnienie.

Obliczenie wtedy otworu sprowadza się do znalezienia tej wysokości  $h_0$ , do której woda wzniesie się przy przekroju  $\omega$  i przy ilości wody  $Q$ , dopływającej ze zlewni do rury. Jak widać z rysunku, (fig. 104) tutaj mamy zjawisko przepływu wody przez rurę pod ciśnieniem i możemy przeto skorzystać ze wzoru

$$h_0 = \left( 1 + \xi + \lambda \frac{l}{d} \right) \frac{v^2}{2g}$$

We wzorze tym wielkość  $\xi \frac{v^2}{2g}$  oznacza stratę ciśnienia przy wejściu wody do rury,  $\lambda \frac{l}{d} \cdot \frac{v^2}{2g}$  jest to strata ciśnienia przy przepływie wody w rurze przy współczynniku tarcia  $\lambda$ , zaś  $\frac{v^2}{2g}$  strata ciśnienia, by otrzymać szybkość  $v$ .

Współczynnik  $\xi$  ma różne wielkości w zależności od kąta pochylenia osi rury do ścianki, od kształtu otworu wejściowego do rury i może się równać od 0,87 do 0,08. Przy obliczaniu rur w nasypach zwykle przyjmują tę wielkość 0,505.

Współczynnik  $\lambda$  według Weisbacha w zależności od prędkości wody w rurze wyraża się wzorem:

$$\lambda = 0,01439 + \frac{0,0094711}{\sqrt{v}}, \text{ lub wzorem Darcy'ego}$$

$$\lambda = 0,01989 + \frac{0,0005078}{d}. \text{ gdzie } d \text{ jest średnicą rury.}$$

Jeżeli współczynniki te wstawimy do wzoru  $h_0 = \left( 1 + \xi + \lambda \frac{l}{d} \right) \frac{v^2}{2g}$ , to, przyjmując największą dopuszczalną szybkość  $v$  w rurze, otrzymamy ciśnienie  $h_0$ . Porównywając tę wysokość  $h_0$  z wysokością  $h$  nasypu, upewniamy się, czy ta wysokość  $h$  dopuszcza przyjętą szybkość wody w rurze.

Mając ilość dopływu wody  $Q$ , możemy napisać:

$$Q = \omega v, \text{ lecz } v = \sqrt{\frac{2gh_0}{1 + \xi + \lambda \frac{l}{d}}} = \mu \sqrt{2gh_0}.$$

$$\text{Przeto } Q = \omega v = \mu \omega \sqrt{2gh_0}; \mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \xi + \lambda \frac{l}{d}}}; \omega = \frac{\pi d^2}{4}.$$



la ograniczony dwiema rzędnymi, odpowiadającymi odciętej  $h$ , i  $h + dh$  i krzywą  $OM$  to pole tego paska będzie się równać

$$\varphi(h) dh = \frac{A}{Q - \mu \omega \sqrt{2gh}} dh = dt.$$

Zaś pole  $OM_0NO$  będzie:

$$\int_0^{h_0} \frac{A dh}{Q - \mu \omega \sqrt{2gh}} = t_0$$

t. j. ten czas, w którym woda w zbiorniku podniesie się do wysokości  $h_0$ .

Jeżeli się okaże, że czas  $t_0$  jest większy od dwóch godzin, to jest czasu, podczas którego trwa może deszcz ulewny, to otwór rury jest dostateczny, gdyż woda nie podniesie się wyżej ponad  $h_0$ , t. j. wyżej od dopuszczalnego poziomu. Gdyby czas  $t_0$  okazał się krótszy od dwóch godzin, wtedy musielibyśmy otwór rury zwiększyć.

Pole  $OM_0NO$  możemy obliczyć według następującego wzoru Simpsona:

$$t_0 = \frac{h_0}{3n} [\varphi_0 + \varphi_n + 4(\varphi_1 + \varphi_3 + \varphi_5 + \dots) + 2(\varphi_2 + \varphi_4 + \varphi_6 + \dots)]$$

dzieląc odciętą  $h_0$  na parzystą liczbę  $n$  równych odcinków i biorąc odpowiednie do odciętych  $h$  rzędne  $\varphi$  z rysunku według podziałki.

Do przeprowadzenia obliczenia musimy zatem, jak to już było wspomniane wyżej, znaleźć wielkości  $A$  za pomocą bezpośrednich pomiarów na różnych poziomach i wykreślić następnie krzywą  $y = \varphi(h)$ .

Średnica rury winna być nie mniejsza od 1 m i zwykle nie jest większa od 1,6 m. Gdyby jednak z obliczenia wypadło dać rurę większej średnicy, wtedy można zastosować dwie rury, położone jedna obok drugiej. Gdyby i dwóch rur było za mało, wtedy zamiast rur, pracujących całym przekrojem, musielibyśmy, zastosować przepusty kamienne sklepione, zakryte przy nasypach wysokich, lub przy nasypach niewysokich mosty otwarte.

Przy obliczaniu światła mostu należy mieć na uwadze, że jeżeli zlewnia jest zalesiona, to zwykle ilość spływu wody jest regularniejsza i rozchód wody w rzece podczas wód wiosennych jest nieco mniejszy, niż gdyby z danej zlewni lasy zniknęły. Przeto gdybyśmy oczekiwali, że z czasem lasy mogą zniknąć, co w wielu przypadkach ma miejsce, to należy wtedy otwór mostu dać z pewnym zapasem.

Na rzekach górskich z dużą szybkością prądu wody, z raptownymi często przyborami wielkiej wody, która niesie rumowiska i często wielkie drzewa, należy unikać mostów o małych rozpiętościach przęsł, gdyż mogą się tworzyć zatory, które mogą zatarasować otwór mostu i spowodować wielkie szkody. Otwory mostów na takich rzekach nie należy dawać z dużym nadmiarem, gdyż przy zmniejszeniu szybkości wody pod mostem mogą się tworzyć osady.

Należy dążyć do budowy mostów jednoprzęsłowych z odpowiednim założeniem fundamentu podpór, by takowe nie mogły być podmyte.



Wzniesienie budowy wierzchniej nad poziomem wody najwyższej powinno być przyjęte z należytym zapasem, gdyż przy raptownych powodziach, zanim koryto pod mostem zostanie rozmyte na pewną głębokość, by przepuścić wysokie wody, spiętrzenie wody może osiągnąć znaczną wysokość, i może pozalewać most i drogę, a nawet może rozmyć drogę i wytworzyć sobie koryto poza mostem. W mostach na rzekach górskich na fundamentach podpór nie należy robić oszczędności, o ile się chce, by most spełniał swą rolę czas dłuższy.

## § 42 I. Przykłady obliczeń otworów mostów.

### 1. Obliczenie otworu mostu przez rzekę Wisłę.

Niniejsze obliczenie przeprowadzone jest na zasadzie danych biura studiów projektowanej linii kolejowej Zagłębie Dąbrowskie-Zwierzyniec, która przecina rzekę Wisłę na 161 km, staj 3 + 37 niżej ujścia dopływu Wisłoki pod Nizinami na 229,1 km biegu Wisły. Obliczenie największej ilości przepływu wody dokonano przy poziomie wysokiej wody katastrofalnej + 157,84 na osi przejścia i przy spadku zwieciadła wody 0,000298, wziętych z Biura hydrograficznego Ministerstwa Robót Publicznych, w trzech przekrojach, zdjętych z natury, przy czym każdy przekrój dzielono na charakterystyczne części pod względem głębokości wody i określono poszczególne elementy tych części, a mianowicie:

1. Pole oddzielnych części przekroju  $\omega$ .
2. Obwód zwilżony " "  $P$ .
3. Promień hydrauliczny " "  $R$ .
4. Średnią prędkość przepływu wody według wzoru Ganguilleta i Kuttera  $V$ , przyjmując:

a) dla łożyska z gruboziarnistego żwiru i zarośli na zalewie

$$n = 0,03 \quad \text{i} \quad \frac{1}{n} = 33$$

b) dla łożyska z ziemi w głównym korycie rzeki

$$n = 0,025 \quad \text{i} \quad \frac{1}{n} = 40$$

5. i wreszcie całkowity przepływ wody.

Rezultaty obliczeń są zgrupowane w poniżej podanych tabelkach.

I. Przekrój rzeki Wisły na osi toru.  
Poziom wysokich wód katastrofalnych + 157,84.

część przekroju	$\omega$ m <sup>2</sup>	$P$ m	$R$ m	$V$ m/sek	Całk. przepływ wody $Q$ m <sup>3</sup> /sek
I	348,42	131,29	2,65	1,14	397
II	662,55	375,17	1,77	0,85	563
III	310,75	75,43	4,12	1,51	469
IV	242,77	97,02	2,50	1,08	262
V	1505,40	240,54	6,26	2,29	3447
VI	448,31	121,89	3,68	1,39	623
VII	147,38	85,79	1,72	0,85	125
I—VII	3665,58	1127,13			5886

II. Przekrój rzeki Wisły powyżej przejścia w odległości 1020 m.  
Poziom wysokich wód katastrofalnych + 158,14.

część przekroju	$\omega$ m <sup>2</sup>	$P$ m	$R$ m	$V$ m/sek	Całk. przepływ wody $Q$ m <sup>3</sup> /sek
I	1047,84	350,24	2,99	1,24	1299
II	373,28	101,99	3,66	1,39	519
III	2025,47	343,74	5,42	2,08	4213
IV	263,68	115,76	2,28	1,02	269
I—IV	3710,27	911,73			6300

III. Przekrój rzeki Wisły poniżej przejścia w odległości 1350 m.  
Poziom wysokich wód katastrofalnych + 157,44.

Część przekroju	$\omega$ m <sup>2</sup>	$P$ m	$R$ m	$V$ m/sek	Całk. przyływ wody $Q$ m <sup>3</sup> /sek
I	427,50	190,04	2,25	1,02	433
II	366,63	104,29	3,52	1,35	495
III	295,62	126,32	2,34	1,02	302
IV	1928,64	378,08	5,10	2,03	3915
V	238,28	134,52	1,77	0,35	203
I—IV	3256,67	933,25	—	—	5348

Zatem ilość przepływu wody w rzece Wiśle w miejscu przejścia linii kolejowej określi się jako

$$Q_0 = \frac{1}{3} [5886 + 6300 + 5348] = 5845 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

Średnie pole przekroju rzeki Wisły:

$$\Omega_0 = \frac{1}{3} (3666 + 3710 + 3257) = 3544 \text{ m}^2$$

Średnia szybkość dopływającej wody  $V_0 = \frac{5845}{3544} = 1,65 \text{ m/sek.}$

Szerokość światła mostu i max. spiętrzenie katastrofalnych wód, gdyby nie było możliwe rozmycie dna.

Most budujemy w granicach IV, V i VI części przekroju rzeki. Pole przekroju tych części wynosi

$$\omega_0 = 242,77 + 1505,40 + 448,31 = 2196,48 \text{ m}^2.$$

Szerokość zwierciadła wody IV, V i VI części przekroju  $L_0 = 456 \text{ m}$ ,

Średnia głębokość wody na przestrzeni IV, V i VI części przekroju

$$h = \frac{2196,48}{456} = 4,82 \text{ m.}$$

Największa głębokość wody w przekroju rzeki

$$\max h = 157,84 - 149,96 = 7,88 \text{ m}$$

Stosunek największej głębokości wody do średniej głębokości przy poziomie wód katastrofalnych + 157,84 w naturalnym stanie rzeki na szerokości 456 m. t. j. w miejscu przyszłego otworu mostu

$$\alpha = \frac{7,88}{4,82} = 1,63$$

Most projektujemy o teoretycznej rozpiętości

$$L = (8,5 + 98,0 + 120,0 + 120,0 + 98,0 + 8,5) \text{ m}$$

i szerokości światła  $L = 95 + 117 + 117 + 95 = 424 \text{ m}$ ,

Największa prędkość przepływu wody pod wybudowanym mostem przy podniesieniu poziomu wód do koty + 157,84 i przy niemożliwości rozmycia dna rzeki byłaby

$$V_{\max} = \frac{Q}{\mu \cdot L \cdot h_0} = \frac{5845}{0,95 \times 424 \times 4,82} = 3,01 \text{ m/sek.}$$

Spiętrzenie wody przy średniej prędkości odpływu wody  $V_0 = 1,65 \text{ m/sek}$



$$\text{byłoby: } K = \frac{V^2 \max - V_0^2}{2g} = \frac{3,01^2 - 1,65^2}{19,6} = 0,32 \text{ m.}$$

i poziom wody spiętrzonej  $157,84 + 0,32 = 158,16 \text{ m.}$

Na 1 m wyżej tego poziomu wody, t. j. do koty 159,16 powinny być umocowane stożki i skarpy nasypu na rozlewie, jak również i wały kierownicze.

### Rozmycie dna rzeki.

#### Przypadek I.

Rozmycie dna rzeki ustanie, kiedy średnia prędkość przepływu wody spadnie do średniej prędkości, jaka była w głównym korycie rzeki w naturalnym jej stanie przed pobudowaniem mostu, a mianowicie do prędkości

$$V_1 = \frac{1}{3} \times [2,29 + 2,08 + 2,03] = 2,13 \text{ m/sek.}$$

Ostateczne spiętrzenie wody po zakończeniu rozmycia będzie

$$K' = \frac{2,13^2 - 1,65^2}{19,6} = 0,09 \text{ m.}$$

$$\text{Średnia głębokość wody po rozmyciu } h' = \frac{5845}{0,95 \times 4,24 \times 2,13} = 6,81 \text{ m.}$$

$$\text{Średnie rozmycie wyniesie zatem } a' = 6,81 - 4,82 = 1,99 \text{ m}$$

$$\text{największe zaś rozmycie będzie } \max a' = 1,63 \times 1,99 = 3,24 \text{ m}$$

$$\text{i kota najniższego punktu dna po rozmyciu } 149,96 - 3,24 = 146,72 \text{ m.}$$

#### Przypadek II.

Rozmycie dna rzeki ustanie, kiedy średnia prędkość przepływu wody w rzece spadnie do 1,80 m/sek., t. j., do prędkości, przy której zaczyna się rozmycie żwiru, łu zwięzłego i ziemi zadarnionej.

Ostateczne spiętrzenie wody po rozmyciu w tym przypadku będzie

$$K = \frac{1,80^2 - 1,65^2}{19,6} = 0,03 \text{ m.}$$

$$\text{Średnia głębokość wody po rozmyciu } h_1 = \frac{5845}{0,95 \times 4,24 \times 1,80} = 8,06 \text{ m}$$

$$\text{Średnie rozmycie wyniesie } a_1 = 8,06 - 4,82 = 2,24 \text{ m.}$$

$$\text{Największe zaś rozmycie będzie } \max A_1 = 1,63 \times 2,24 = 5,28 \text{ m.}$$

$$\text{Kota najniższego punktu dna rzeki po rozmyciu } 149,96 - 5,28 = 144,68 \text{ m.}$$

Od tej ostatniej koty liczy się faktyczną głębokość posadowienia fundamentów podpór mostu.

### Wysokość światła mostu.

Według danych dyrekcji dróg wodnych w Warszawie najwyższy niekatastrofalny stan wody, zaobserwowany na wodowskazie w Kole na podstawie zapisów hydrograficznych z ostatnich 10 lat, odpowiada odczytowi  $+5,10$ , czyli najwyższy poziom wody żeglownej będzie

$$151,42 + 5,10 = 156,52 \text{ m}$$

Przyjmując wysokość światła mostu nad poziomem wysokiej wody żeglownej niezbędną do przepuszczania statków 5,50 m w myśl normy ustalonej w dodatkowym rozporządzeniu Ministerstwa Robót Publicznych z dnia 24.VI.1922 r. 1.XIII—316, wydanym w uzupełnieniu „Tymczasowych przepisów budowy i utrzymania mostów drogowych”, otrzymamy dolną krawędź dźwigarów na poziomie:  $156,52 + 5,50 = 162,02 \text{ m}$ .

Przy wysokości ustrojowej 1,70 m, stopa szyny wypada na poziomie

$$162,02 + 1,70 = 163,72 \text{ m}$$

Przy grubości warstwy żwiru na nasypie przy moście 0,55 m, kota krawędzi nasypu otrzymuje się:  $163,72 - 0,55 = 163,17 \text{ m}$ ,

wysokość nasypu od zera Wisły wynosi  $163,17 - 151,42 = 11,75 \text{ m}$ .

## 2. Obliczenie otworu mostu małego (przepustu).

Dane są następujące:

Poziom nasypu  $+171,74 \text{ m}$ .

Poziom dna łożyska w miejscu budowy przepustu  $+167,11 \text{ m}$ .

Charakter zlewni: falisty, zalesienie  $10\%$ , grunt małoprzepuszczalny.

Powierzchnia zlewni  $A = 12,30 \text{ km}^2$

Długość zlewni  $L = 4,0 \text{ km}$ .

Średni spadek łożyska potoku na długości  $\frac{2}{3}L$  powyżej mostu  $i = 0,006$ .

Na zasadzie tablicy C str. 119 i punktów 3 i 2 str. 119 i 120 mamy następujący współczynnik, wyrażający największy dopływ wody z jednego  $\text{km}^2$  zlewni:

$$\alpha = 4,0 \times 0,95 \times 0,90 = 3,42$$

Ilość dopływu wody w ciągu jednej sekundy

$$Q_1 = \alpha A = 3,42 \times 12,30 = 42,07 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

Mając przekrój łożyska potoku w miejscu budowy przepustu (fig. 107), próbnymi obliczeniami określamy poziom dopływającej wody: 169,17 m.

Pole przekroju przepływu (fig. 107) głównego koryta  $F = 17,60 \text{ m}^2$ .

Pole przekroju rozlewu  $F' = 16,66 \text{ m}^2$

Obwód zwilżony przepływu w głównym korycie  $p = 17,75 \text{ m}$

„ „ „ na rozlewie  $p' = 27,00 \text{ m}$

Promień hydrauliczny w głównym korycie  $R = \frac{F}{p} = 0,99 \text{ m}$   
 na rozlewie  $R' = \frac{F'}{p'} = 0,62 \text{ m}$

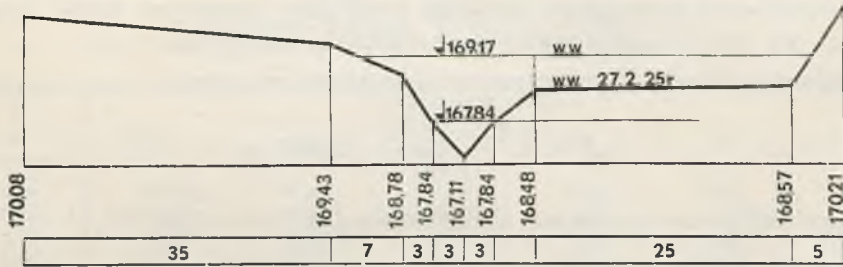


Fig. 107.

Największa głębokość dopływającej wody  $a = 2,06 \text{ m}$

Spadek zwierciadła wody  $i_0 = 0,0022$ .

Średnią prędkość przepływu wody w potoku określamy na zasadzie nowego wzoru Bazin'a

$$V_0 = C_1 R i_0 = C' i_0 \text{ m/sek.}$$

Przyjmując współczynnik zależny od szorstkości łóżyska z tabeli str. 134  $\gamma = 1,75$  otrzymujemy z tabeli str. 135 odpowiedni współczynnik nowego wzoru Bazin'a:

$$\text{dla głównego koryta } C' = C_1 R = \frac{87 \gamma R}{1 + \frac{\gamma}{R}} = \frac{87 R}{1 + \frac{\gamma}{R}} = 31,38,$$

dla rozlewu  $c = 21,27$ .

Zatem średnia prędkość przepływu wody będzie:

w głównym korycie  $V_0 = C' i_0 = 31,38 \times 0,0022 = 1,47 \text{ m/sek.}$

na rozlewie  $V_0' = 21,27 \times 0,0022 = 0,98 \text{ m/sek.}$

Ilość przepływu wody w potoku:

w głównym korycie  $Q = V_0 F = 1,47 \times 17,60 = 25,87 \text{ m}^3/\text{sek.}$

na rozlewie  $Q' = 0,98 \times 16,66 = 16,33 \text{ m}^3/\text{sek.}$

Całkowity więc przepływ wody w potoku wyniesie

$$Q_2 = 25,87 + 16,33 = 42,20 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

Ponieważ ilość przepływu wody  $Q_2 = 42,20 \text{ m}^3/\text{sek}$  odpowiada ilości przepływu  $Q = 42,07 \text{ m}^3/\text{sek}$ , zatem przyjęty poziom dopływającej wody 169,17 m można uważać za właściwy.

Pole przekroju przepływu potoku  $\omega = 17,60 + 16,66 = 34,26 \text{ m}^2$ .

Średnia prędkość dopływającej wody będzie  $V_0 = \frac{42,07}{34,26} = 1,23 \text{ m/sek.}$

Zadając światło otworu mostu  $l = 6,00 \text{ m}$ ,



określamy prędkość przepływu wody ze wzoru:

$$V = \frac{42,07}{2,06 \times 6,00} = 3,40 \text{ m/sek} < 3,50 \text{ m/sek}$$

t. j. największej dozwolonej średniej prędkości przepływu wody dopuszczalnej dla łożyska umocowanego brukiem podwójnym.

Spiętrzenie wody przed mostem określamy ze wzoru:

$$h = \frac{2,40^2 - 1,23^2}{19,62} = 0,51 \text{ m.}$$

Wysokość wody spiętrzonej przed mostem  $a + h = 2,06 + 0,51 = 2,57 \text{ m}$ ,  
poziom zaś wody spiętrzonej  $167,11 + 2,57 = 169,68 \text{ m}$

i odległość poziomu wody spiętrzonej od korony nasypu:

$$171,74 - 169,68 = 2,06 \text{ m} > 1,0 \text{ m.}$$

#### § 43. Współczynniki $\gamma$ szorstkości dna łożyska.

L. p.	R o d z a j ł o ż y s k a	$\gamma$
1	Cement wygładzony lub drzewo heblowane . . . . .	0,06
2	Ciosy kamienne, gładkie cegły lub deski nieheblowane . . . . .	0,16
3	Mur z kamienia łamanego . . . . .	0,46
4	Kanały z ziemi o bardzo prawidłowej powierzchni lub brukowane . . . . .	0,85
5	Kanały z ziemi w zwykłych warunkach . . . . .	1,30
6	Łožyska nieregularne strumieni nieuregulowanych . . . . .	1,75

## Wielkości współczynników.

$$C' = \frac{87 R}{\sqrt{R + \gamma}}$$

w nowym wzorze  $V_0 = C' \sqrt{i_0}$  Bazin'a.

R m	Wielkość $C'$ przy $\gamma$					
	0,06	0,16	0,46	0,85	1,30	1,75
0,05	15,54	11,45	6,40	4,07	2,86	2,21
0,06	17,40	13,05	7,46	4,79	3,39	2,62
0,07	19,03	14,50	8,46	5,49	3,90	3,03
0,08	20,47	15,82	9,41	6,16	4,41	3,43
0,09	21,75	17,02	10,30	6,81	4,89	3,82
0,10	22,89	18,13	11,15	7,44	5,37	4,20
0,11	24,54	19,53	12,11	8,11	5,87	4,60
0,12	25,46	20,47	12,89	8,70	6,33	4,97
0,13	26,93	21,75	13,79	9,35	6,81	5,36
0,14	28,33	22,98	14,67	9,98	7,29	5,75
0,15	29,00	23,73	15,35	10,52	7,72	6,10
0,16	30,26	24,86	16,19	11,14	8,19	6,47
0,17	31,47	25,95	17,00	11,74	8,65	6,85
0,18	32,63	27,00	17,80	12,33	9,10	7,22
0,19	33,06	27,55	18,37	12,81	9,50	7,55
0,20	34,12	28,52	19,12	13,38	9,94	7,91
0,22	36,11	30,38	20,58	14,50	10,81	8,62
0,24	37,96	32,12	21,98	15,58	11,66	9,32
0,26	39,68	33,76	23,32	16,63	12,50	10,01
0,28	41,29	35,30	24,61	17,65	13,31	10,68
0,30	42,79	36,76	25,84	18,64	14,11	11,35
0,32	44,19	38,14	27,03	19,61	14,89	12,00
0,34	46,22	39,97	28,44	20,69	15,73	12,70
0,36	47,45	41,21	29,55	21,60	16,48	13,33
0,38	48,62	42,38	30,61	22,49	17,22	13,95
0,40	50,43	44,05	31,93	23,51	18,03	14,62
0,45	52,63	47,17	34,65	25,76	19,87	16,18
0,50	56,49	50,00	37,18	27,88	21,64	17,68
0,55	59,81	53,17	39,88	30,09	23,46	19,22
0,60	62,89	56,13	42,44	32,22	25,22	20,71
0,70	67,67	60,90	46,85	36,04	28,46	23,51
0,80	73,26	66,29	51,56	40,00	31,78	26,36
0,90	77,52	70,54	55,53	43,50	34,80	29,00
1,00	82,08	75,00	59,59	47,03	37,83	31,64
1,10	86,22	79,09	63,38	50,37	40,72	34,18
1,20	90,00	82,86	66,92	53,54	43,50	36,63
1,30	94,25	87,00	70,69	56,83	46,35	39,13
1,40	98,23	90,90	74,27	60,00	49,11	41,57
1,50	101,95	94,57	77,68	63,04	51,79	43,94
1,60	105,45	98,03	80,93	65,97	54,38	46,25
1,70	108,75	101,30	84,03	68,79	56,88	48,49
1,80	111,86	104,40	87,00	71,51	59,32	50,68
1,90	114,79	107,34	89,84	74,13	61,68	52,81
2,00	118,37	110,83	93,05	76,99	64,21	55,06
2,25	125,48	117,92	99,87	83,30	69,91	60,23
2,50	132,62	125,00	106,62	89,51	75,52	65,32
2,75	139,10	131,46	112,85	95,32	80,83	70,16
3,00	145,81	138,10	119,18	101,16	86,14	75,00
3,50	157,77	150,00	130,69	111,95	96,06	84,12
4,00	168,93	161,11	141,46	122,11	105,45	92,80

## ROZDZIAŁ VIII

### PRZYCZÓŁKI.

#### § 44 I. Przyczółki kamienne.

Podpory skrajne mostu nazywamy przyczółkami. Służą one nie tylko do podparcia głównych dźwigarów za pośrednictwem łożysk, lecz oprócz

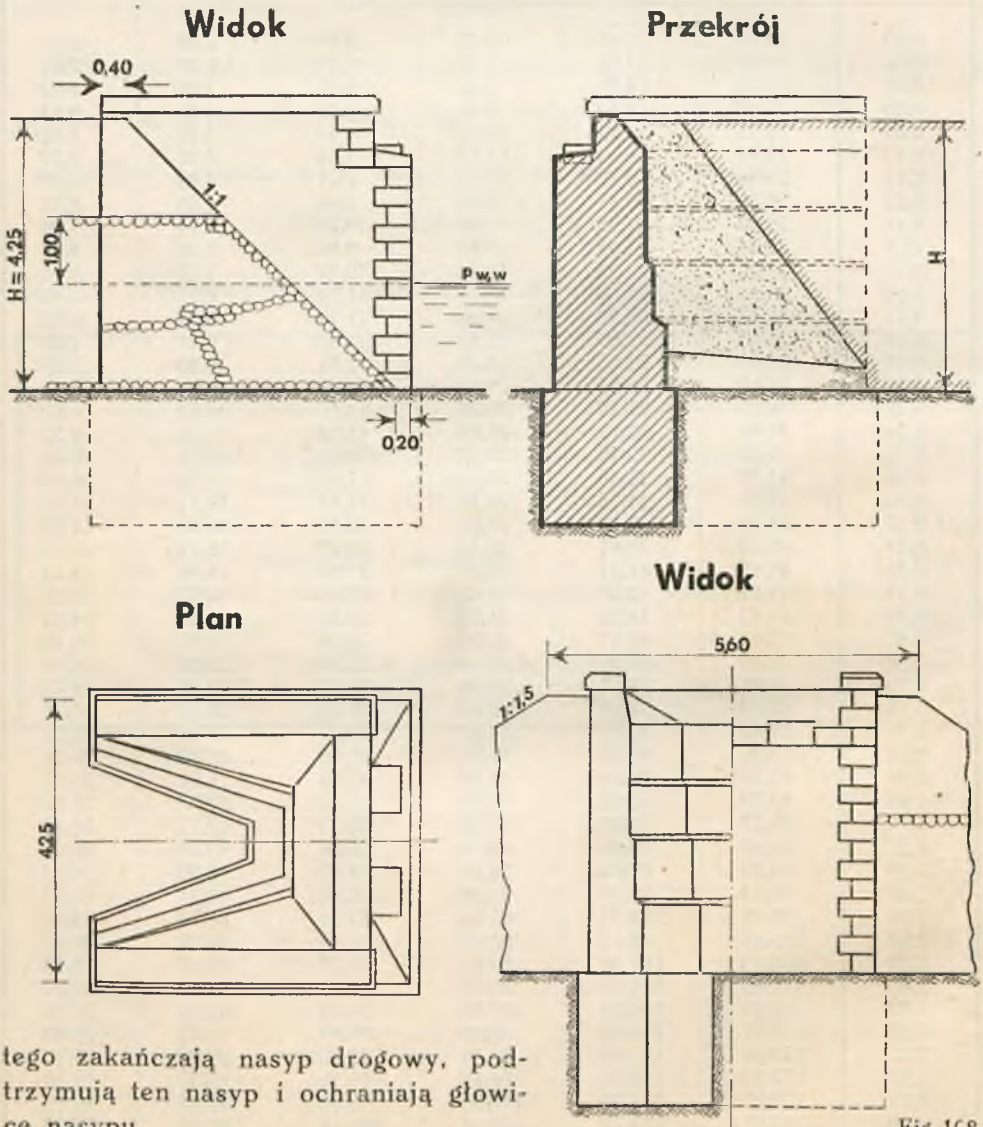


Fig. 109.

tego zakańczają nasyp drogowy, podtrzymują ten nasyp i ochraniają głowicę nasypu.

Zasadniczo będziemy odróżniać dwa typy przyczółków: takie, które oprócz części podtrzymującej dźwigary główne, mają jeszcze tak zwane



skrzydła, ochraniające głowicę nasypu od rozmycia przez wody wysokie, i takie, które tych skrzydeł nie posiadają.

Typ I ma różne odmiany:

a) Przyczółki ze skrzydłami równoległymi do osi mostu lub z odwrotnymi ściankami (fig. 108). Skrzydła są zatopione częściowo w głowicy nasypu, który się zakańcza stożkiem. Tego rodzaju przyczółki w mostach kolejowych jednotorowych lub mostach drogowych wąskich stosują się zwykle przy niewielkich wysokościach nasypu, około 5 m.

Mają one tę zaletę, w porównaniu z przyczółkami o skrzydłach nierównoległych do osi mostu, że wymagają mniej licówki i murów i są więcej zwarte. Wykonanie ich jest proste.

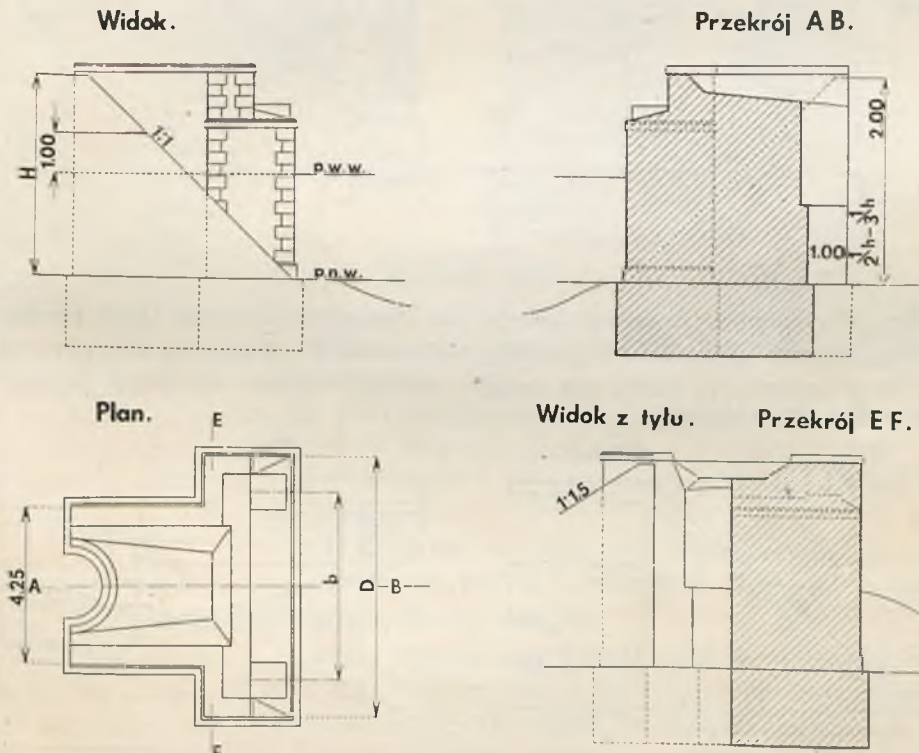


Fig. 109.

Przy większej wysokości nasypu, a zatem i przyczółka, lecz przy nie-dużej jego szerokości, skrzydła stają się na tyle grube u swych podstaw, że zachodzą jedno na drugie, przeto w tym przypadku racjonalniejszy jest przyczółek wg. fig. 109, który, właściwie mówiąc, jest nic innego, jak tylko typ pierwszy, w którym dwa skrzydła złąły się w jedno.

Przy wysokości nasypu od 10 m wzwyż wskazane jest w części zatopionej w nasypie robić otwory przekryte sklepieniem (fig. 110 a i b). Otwory te zmniejszają ilość muru, przez co osiąga się pewną ekonomię. Lecz jeżeli ustrój sklepien oraz dodatkowa licówka w otworze nie mogą

czasem pokryć ekonomii w murze zwykłym, to niezawodnie zmniejszenie ilości muru zmniejsza bezwątpienia ciśnienie na fundament, a zatem i na posadę przyczółka, co często może mieć bardzo ważne znaczenie, szczególnie przy gruntach słabych.

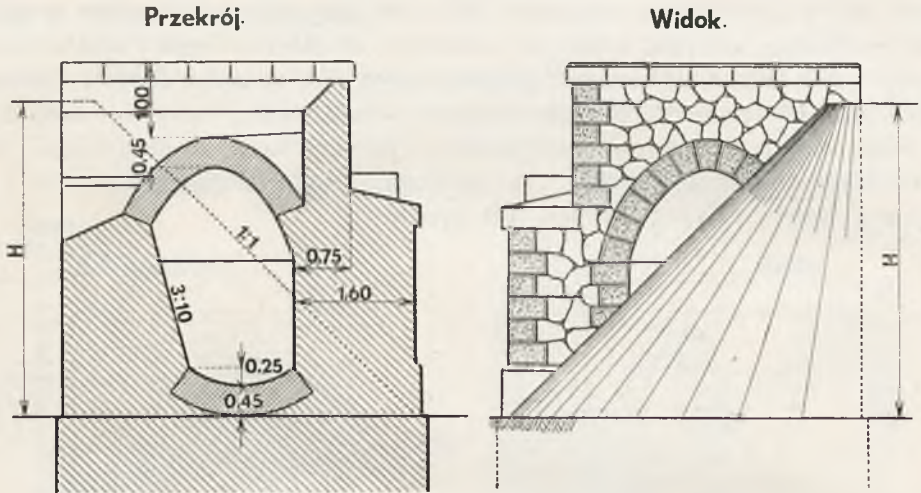


Fig. 110 a i b.

Tu tylko musimy zwrócić uwagę, że otwory te powinny być przegrodzone ścianką poprzeczną (wzdłuż osi mostu) nieco wyższą od najwyższej wody w rzece, aby woda nie mogła rozmyć stożka nasypu i przez to spowodować osiadanie nasypu drogi.

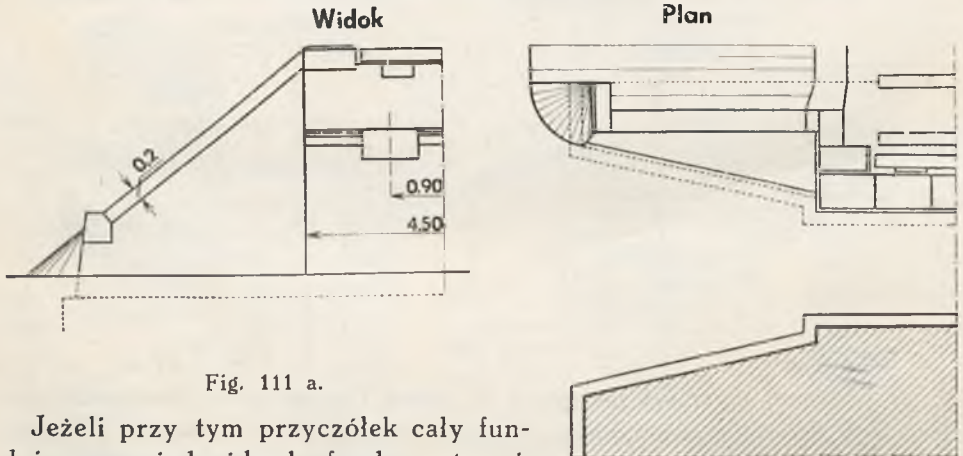


Fig. 111 a.

Jeżeli przy tym przyczółek cały fundujemy na jednej bryle fundamentowej, to dla równomierniejszego rozłożenia ciśnienia od ciała przyczółka, robimy u dołu otworu odwrotne sklepienie, jak to widać na (fig. 110 a).

b) Skrzydła prostopadłe do osi mostu (fig. 111 a i b).

Przy tej odmianie przyczółków nasyp drogi ścięty jest płaszczyzną prostopadłą do osi nasypu. Skrzydła i środkowa część przyczółka pod-

pierają tutaj całkowicie nasyp drogi i działają, jak mury oporowe. Długość skrzydeł i szerokość środkowej części przyczółka razem winna być taka, jak szerokość nasypu drogi u podstawy, lub tylko nieco mniejsza, o ile nasyp zakańczamy małymi stożkami u końców skrzydeł.

Grubość skrzydła w miejscu wyjścia jego od ciała przyczółka, ku końcom skrzydła zmniejsza się, dochodząc do grubości około 0,7 m w mostach kolejowych i około 0,5 m w mostach drogowych. Zmniejszenie grubości skrzydeł daje się według prostej, przy tym albo od strony

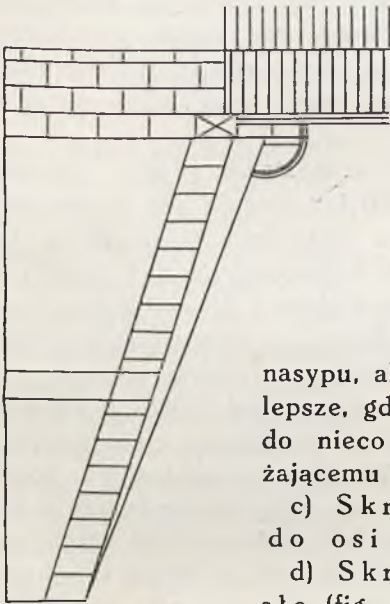


Fig. 112.

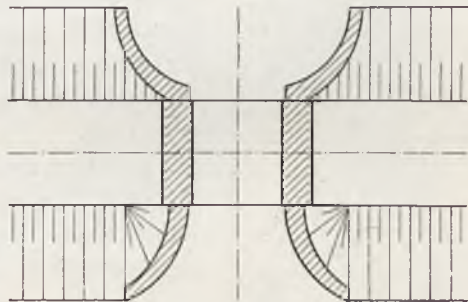


Fig. 113.

nasypu, albo też od strony przeszkody. Ostatnie jest lepsze, gdyż stopniowo wprowadza wodę lub drogę do nieco poszerzonego wejścia ku stopniowo zwężającemu się.

c) Skrzydła ukośne pod pewnym kątem do osi mostu (fig. 112).

d) Skrzydła krzywe wypukłe lub wklęsłe (fig. 113).

Tak skrzydła ukośne, jak też skrzydła krzywe wymagają więcej materiału od skrzydeł prostopadłych. Są za to ładniejsze, niż skrzydła prostopadłe do osi mostów.

Skrzydła ukośne i skrzydła wypukłe są dogodniejsze do wprowadzenia wody lub drogi pod most. Oprócz tego skrzydła krzywe są stateczniejsze, niż skrzydła proste. Wykonanie ich za to jest trudniejsze, przeto są one droższe od skrzydeł prostych. Jeżeli porównać przyczółki ze skrzydłami skierowanymi pod pewnym kątem do osi nasypu z przyczółkami ze skrzydłami równoległymi, to można powiedzieć, że skrzydła równoległe są więcej zwarte z przyczółkiem, wymagają mniej licówki od skrzydeł idących pod kątem, nadają całemu przyczółkowi większą stateczność i przy niepewnych gruntach fundament w kształcie jednej bryły jest pewniejszy, niż przy skrzydłach pod kątem. Wprawdzie w mostach kolejowych skrzydła równoległe są więcej narażone na wstrząśnienia, niż skrzydła pod kątem, lecz przy należytej ich grubości, przy odpowiednim połączeniu ich z ciałem przyczółka, niebezpieczeństwo pęknięć skrzydeł w miejscu ich połączenia z przyczółkiem może być usunięte.



Pęknięcia, które niekiedy miały miejsce, wynikały nie tyle od wstrząśnień, ile wskutek niedostatecznej ich grubości i wskutek tego często dość dużych naprężeń rozciągających.

Przyczółki ze skrzydłami pod kątem stosujemy najczęściej w przepustach zakrytych, czyli niewielkich mostach sklepionych, zaś w mostach otwartych stosujemy przeważnie przyczółki ze skrzydłami równoległymi, oczywiście przy nieznacznych wysokościach nasypów.

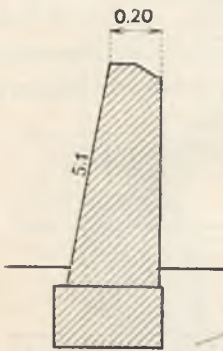


Fig. 114.

Od strony nasypu skrzydła, idące pod kątem, mają zwykle ściany pionowe, zaś ściana zewnętrzna otrzymuje pochylenia, a to ze względu na stateczność skrzydeł, które tworzą tutaj jakby mury oporowe (fig. 114).

Typ II przyczółków przedstawia prosty graniasty słup bez skrzydeł. Typ ten stosuje się przeważnie wtedy, gdy potrzebna jest duża masa muru, jak na przykład w mostach łukowych, lub też, jeżeli mamy grunt słaby i dla wytworzenia posady palowej potrzebna jest duża ilość pali.

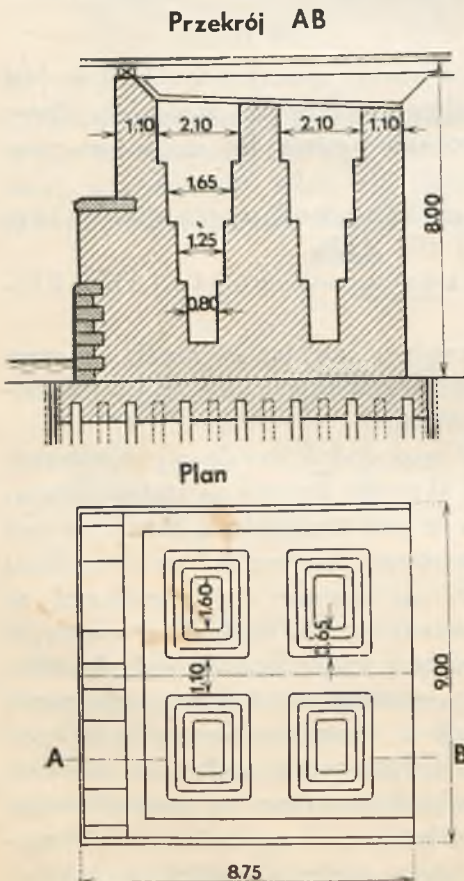


Fig. 115.

Wtedy na znacznej płaszczyźnie posady dajemy jeden blok fundamentowy i na nim dajemy ciało przyczółka w kształcie graniastosłupa, rozłożonego na całym fundamencie z komorami lub studniami dla zmniejszenia ilości muru, a przez to ciężaru przyczółka (fig. 115). W przyczółku tym są cztery studnie, dno których wznosi się nieco wyżej ponad poziomem wód wysokich. Studnie te wypełniają się piaskiem ze żwirem, który wyżej tworzy podsypkę toru kolejowego.

Do typu II przyczółków można zaliczyć przyczółki prawie całkowicie zanurzone w nasypie (fig. 116).

Przyczółki zatopione w nasypie stosuje się przeważnie przy wysokich nasypach, gdyż dla swej stateczności nie wymagają tak znacznych wymiarów jak przyczółki ze skrzydłami lub nawet choćby bez skrzydeł, lecz mające nasyp z jednej tylko strony i z boków części stożkowe nasypu. Przy-

czółki te jednak można stosować, gdy prąd wody w rzece nie jest zbyt silny i gdy zwykle sposoby wzmocnienia skarp zabezpieczają nasyp od rozmycia. Lecz stosując tego rodzaju przyczółki w celach zmniejszenia kosztów przyczółków, zwiększamy długość mostu, co pociąga za sobą zwiększenie kosztów budowy wierzchniej i dlatego też w każdym poszczególnym przypadku przy opracowaniu projektu, należy brać to pod uwagę. Przy jednakowych walorach technicznych należy wybierać ten wariant, który się okaże tańszy. Jeżeli przy zastosowaniu przyczółka zatopionego w nasypie byłaby obawa rozmywania nasypu otaczającego przyczółek, wtedy należy stosować przyczółek rozdzielczy z dodatkowym filarem przybrzeżnym i ścianką łączącą przyczółek z filarem, o czym mowa jest dalej.

Rozpatrzmy różne ustroje przyczółków, wyżej wskazanych typów, oraz ich zasadnicze ogólne wymiary.

§ 45. Typ I przyczółków będzie posiadał trzy zasadnicze części:

- 1) właściwe ciało przyczółka,
- 2) skrzydła i
- 3) fundament.

W ciele każdego przyczółka od strony przęsła mamy pewien odskok, jakby stopień o wysokości  $h$  i o szerokości  $m$ , który zwiemy niszą lub komorą łożyskową (fig. 117).

Wysokość niszy  $h$  zależy od wysokości ustrojowej mostu na podporze, ta ostatnia zaś zależy od wysokości ciosu podporowego, wysokości łożyska i wzniesienia pomostu ponad dolną krawędzią pasa dolnego przy jeździe dołem, lub od wysokości dźwigarów na podporze i wzniesienia ponad pas górny pomostu w mostach z jazdą górą (fig. 117).

Szerokość niszy  $m$  zależna jest od wymiarów ciosu podporowego, który zwykle powinien się mieścić w niszy i jeszcze powinna pozostać od jego krawędzi zewnętrznej do krawędzi przyczółka pewna odległość  $c$  równa od 15 cm do 30 cm, a w mo-

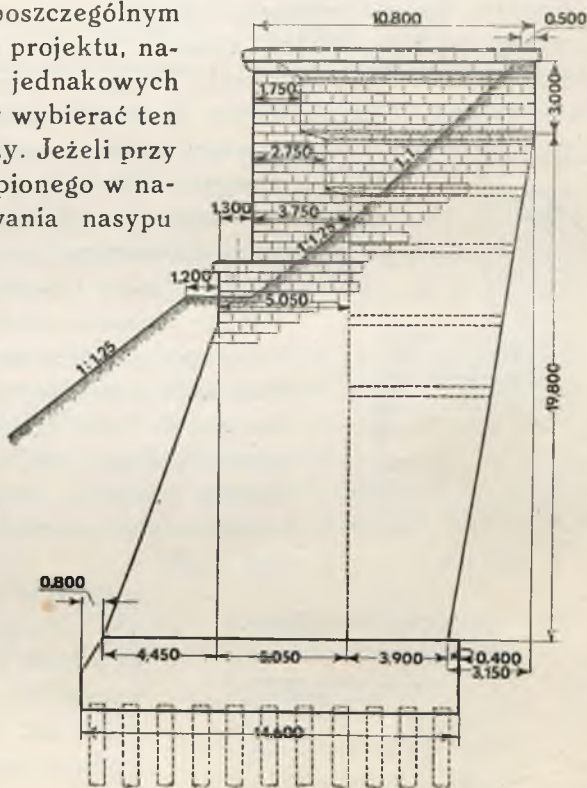


Fig. 116.

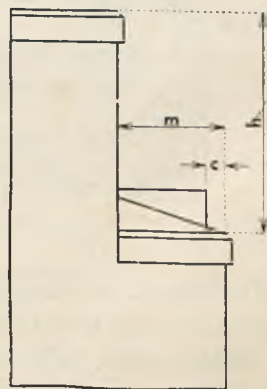


Fig. 117.



stach dużych rozpiętości i więcej, aby ciśnienie od dźwigarów na przyczółek nie było ześrodkowane w pobliżu zewnętrznej krawędzi przyczółka oraz, aby była możliwość ustawienia na osi dźwigarów pod ich pasami dźwigów hydraulicznych do podnoszenia dźwigarów w razie potrzeby z tej lub innej przyczyny (np. w razie zmiany łożysk lub podniesienia podpory).

Czasem ciosy podporowe mogą być wtopione w mur przyczółka i wtedy wystają bardzo niewiele ponad poziomem niszy podporowej. Robimy to wtedy, gdy chcemy zwiększyć wysokość ustrojową dźwigarów nad podporą, a nie chcemy obniżyć poziomu niszy łożyskowej, która powinna zawsze znajdować się choćby na 0,5 m powyżej wód najwyższych.

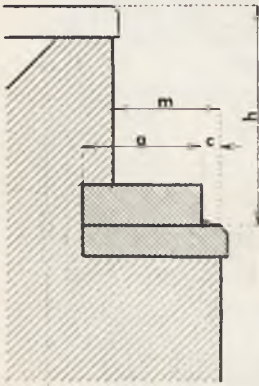


Fig. 118.

Również ciosy podporowe mogą zachodzić w głąb muru przyczółka, co czynimy, by zmniejszyć wymiary  $m$  niszy i by móc ustawiać łożyska bliżej do ścianki pionowej niszy w celu otrzymania równomiernego ciśnienia na mur od ciosów. Zresztą przy licówkach ciosy w tych przypadkach zastępują licówkę na ich szerokości i wysokości, co obniża koszt licówki, nadto unikamy spoiny pomiędzy ciosem i ścianką niszy, która z czasem pod działaniem wody i mrozów może rozsadzać mur niszy (fig. 118).

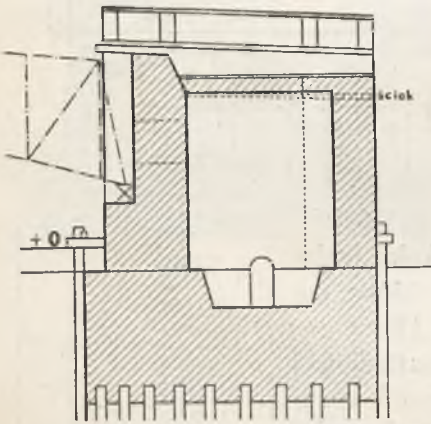


Fig. 119.

Czasem robią niszę podporową skrytą (fig. 119) w celu zakrycia łożysk. Nie jest to jednak zawsze do polecenia. Przede wszystkim zakryte nisze słabo się przewietrzają, zatrzymują wilgoć, która powoduje rdzewienie części stalowych. Następnie względy architektoniczne, względy piękna wymagają, aby konstrukcja i jej cel były uwydatnione, nie zaś maskowane. Maskujemy zwykle, gdy jesteśmy nie szczerzy, gdy chcemy przedstawić, że konstrukcja jest inna, niż jest w rzeczywistości. Tak np. na fig. 119 konstrukcja budowy wierzchniej jest belkowa, zewnętrznie zaś chciano ją

przedstawić jako konstrukcję łukową i przeto zakryto łożyska, które wskazują na konstrukcję belkową.

Mając daną lub obliczoną rozpiętość przęsła brzegowego w świetle, mierzoną na poziomie wód normalnych, obliczamy teoretyczną rozpiętość przęsła.

Zależność między rozpiętością dźwigarów w świetle i teoretyczną może być wyrażona wzorem empirycznym:  $L = \alpha l_0$ ,



gdzie współczynnik  $\alpha$  zawsze jest większy od jedności i wielkość jego zależy od rozpiętości przęsła w świetle  $l_0$ .

$l_0$ w m	15	30	40	50	60	80	100
$\alpha$	1,08	1,05	1,04	1,035	1,03	1,025	1,02

Tak otrzymana rozpiętość teoretyczna  $L$  służy do obliczenia ciężaru własnego przęsła, który w sumie z obciążeniem ruchomym (można brać ciężar zastępczy) daje wielkość odporów na przyczółkach.

Uwzględniając ilość łożysk, obliczamy największe ciśnienie na jeden cios podłożyskowy. Mając zaś dopuszczalne ciśnienie na mur, na którym znajduje się cios podporowy, otrzymujemy wymiary ciosu podporowego.

Wysokość niszy  $h$  nie zawsze może być dowolną, gdyż przestrzega się warunku, by dół niszy wznosił się nad poziomem najwyższych wód, przynajmniej 0,5 m do 1,0 m. Poziom jezdni mostu też nie zawsze może być dowolnie podniesiony, gdyż często jest uzależniony od poziomu ulicy. Powyższe względy nieraz zmuszają specjalnie dobierać konstrukcję dźwigarów i jezdni, by odpowiadały żądanym warunkom.

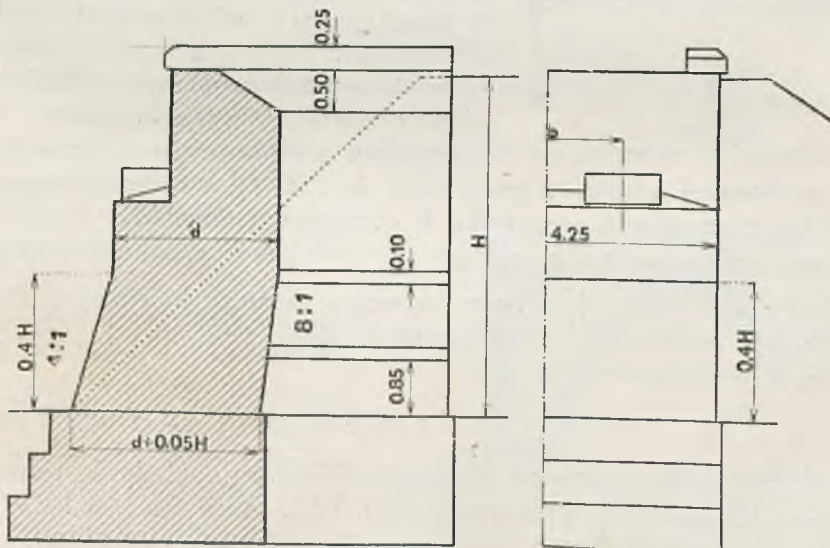


Fig. 120 przekrój

widok

Zewnętrzną przednią ścianę przyczółka daje się pionową lub o małym pochyleniu (od  $\frac{20}{1}$  do  $\frac{40}{1}$ ), czasem jednak pochylenie przedniej ścianki przyczółka daje się znacznie większe, dochodzące do  $\frac{4}{1}$  i więcej (fig. 120), a to dlatego, aby zwiększyć stateczność przyczółka przy zmniejszeniu jego grubości.

Zewnętrzną przednią ściankę dajemy pionową zwykle przy niewielkiej wysokości przyczółka, aczkolwiek i w tym przypadku nadanie niewielkiego pochylenia ma tę zaletę, że ścianka przyczółka nie robi wrażenia ścianki pochylonej w stronę przeszkody, jakby wywracającej się w stronę rzeki. Wrażenie takie otrzymuje się czasami, gdy licówka przyczółka nie jest gładka, lecz z kamienia łamanego. Pochylenie ścianki przedniej ma jeszcze tę dobrą stronę, że krzywa ciśnień odchodzi więcej od zewnętrznej krawędzi przyczółka, co zmniejsza naprężenia w murze i lepiej odpowiada warunkom pracy przyczółka, jako muru oporowego.

Szerokość przyczółków zależy przede wszystkim od szerokości mostu. W mostach drogowych, których szerokość waha się w granicach od 5 nawet do 90 m<sup>\*)</sup>, przyczółki mają taką samą lub też jeszcze nieco więk-

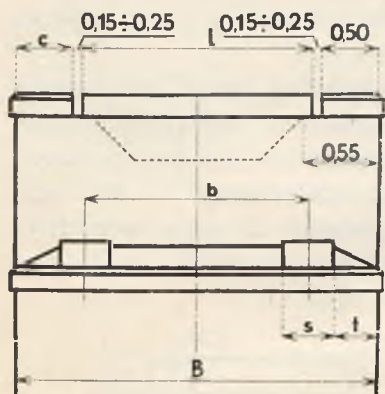


Fig. 121.

szą szerokość, gdyż poza użyteczną szerokością muszą być poszerzone, aby można było umieścić poręcze, czasem zaś ustawić latarnie, lub jakiegokolwiek inne ozdoby architektoniczne.

W mostach kolejowych szerokość przyczółków zależy od ilości torów na moście i następnie od położenia części przejazdowej. W każdym razie szerokość ta zależy w dużej mierze od odległości pomiędzy dźwigarami.

Jeżeli przez  $b$  oznaczymy odległość pomiędzy osiami dźwigarów, przez  $s$  szerokość ciosu podporowego i przez  $t$  odle-

głość od bocznej krawędzi przyczółka do krawędzi ciosu podporowego (fig. 121), to szerokość przyczółka  $B$  otrzymamy:  $B = b + s + 2t$ .

$t$  przyjmuje się od 0,5 do 1,0 m.

Z drugiej zaś strony, jeżeli przyjmiemy w mostach kolejowych z jazdą górną długość podkładu  $l$  i szerokość kamieni gzymsowych oznaczymy przez  $c$ , to otrzymamy

$$B = l + 2c + 2(0,15 \text{ do } 0,25),$$

gdzie [0,15 do 0,25] m oznacza odległość od końca podkładu do wewnętrznej krawędzi kamieni gzymsowych (fig. 121). Luz ten pomiędzy podkładami i gzymsem dajemy, aby umożliwić podbijanie podkładów.

Przyjmując  $l = 2,7$  m,  $c = 0,50$  m, mamy  $B = 2,70 + 1,00 + 0,50 = 4,20$  m.

Szerokość 4,20 do 4,30 m przyjmujemy dla przyczółków niewielkiej wysokości a mianowicie od 4,0 do 4,5 m. Przy większej wysokości przyczółków szerokość  $B$  należy stosować nie mniejszą niż 4,4 m.

\*) Most w Petersburgu przed gmachem Rady Państwa.

Dla mostów dwutorowych (fig. 122) należy uwzględnić szerokość międzytorza, która wynosi 3,5 m na szlaku, wobec czego szerokość przyczółków winna być  $4,40 + 3,50 = 7,90$  m.

Długość skrzydeł równoległych do osi przyczółka bierze się taką, aby stożek, którym zakańczamy nasyp drogowy, mógł się pomieścić wzdłuż skrzydeł. Oprócz tego u góry skrzydła powinny być przedłużone poza granicę stożka od 0,40 do 0,60 m, co odpowiada wysokości warstwy żwirowej, u dołu zaś od 0,40 do 0,60 m w celu zabezpieczenia podstawy stożka od rozmycia.

Skarpom stożka nadaje się stoczystość 1:1 przy wysokości nasypu nie większej od 6 m.

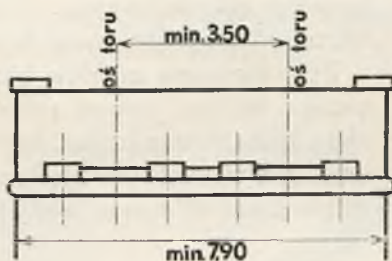


Fig. 122.

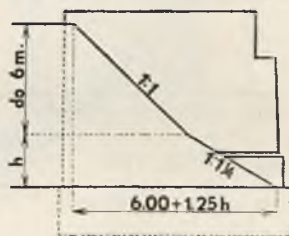


Fig. 123

Przy wysokości nasypu większej niż 6 m skarpy dajemy o stoczystości 1:1 tylko do wysokości 6 metrów, licząc od korony nasypu, niżej zaś 1:1,25. Tym sposobem długość skrzydeł otrzymuje się (fig. 123)

$$D = 6,0 + (H - 6,0) 1,25 + 2 \times (0,40 \text{ do } 0,60) \text{ m.}$$

$$\text{Dla } H < 6,0 \text{ m,}$$

$$D = H + 2 \times (0,40 \text{ do } 0,60) \text{ m.}$$

Licówka skrzydeł daje się w części ich niepokrytej ziemią i zapuszcza się w stożek na głębokość około 0,5 m.

Dolna część skarp stożka powinna być wzmocniona w zależności od prędkości przepływu wody:

1) przez darniowanie przy niewielkiej prędkości przepływu wody,

2) przez pojedyncze brukowanie na mchu z kamieni dużych przy średniej prędkości przepływu wody, i

3) przez podwójne brukowanie przy silnym prądzie wody.

Wzmocnienie skarp powinno być zrobione przynajmniej na 0,5 m do 1,0 m wyżej poziomu najwyższej wody spiętrzonej.

W przekroju wzdłuż osi mostu przyczółki typu I przedstawiać się będą jak pokazane na fig. 125.

U góry robimy mur grubości od 0,5 do 0,75 i następnie dajemy pochylenie w stronę nasypu 1:1.

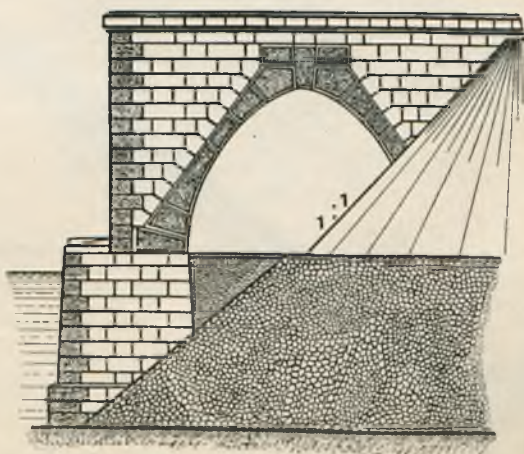


Fig. 124.



Grubość przedniej ścianki  $a$  w mostach drogowych przyjmujemy najmniej 1,2 m, zaś w mostach kolejowych od 1,5 m — 1,75 m. Następnie od strony nasypu zwiększamy grubość muru, dając odsadzki szerokości od 0,2 m do 0,5 m. Wysokość odsadzek może być różna, jednakże zwykle robi się je takie, aby na ich wysokości mieściły się jedna lub kilka całych warstw kamieni okładzinowych. Grubość ścianki powinna odpowiadać warunkom stateczności.

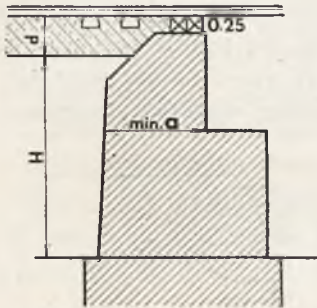


Fig. 125.

Przy budowie mostów bardzo często musimy przeprowadzać pewne roboty regulacyjne. Musimy czasami wzmacniać brzegi rzeki przylegające do przyczółków, wznosić wały, któreby prawidłowo kierowały prąd wody do otworu mostu etc.

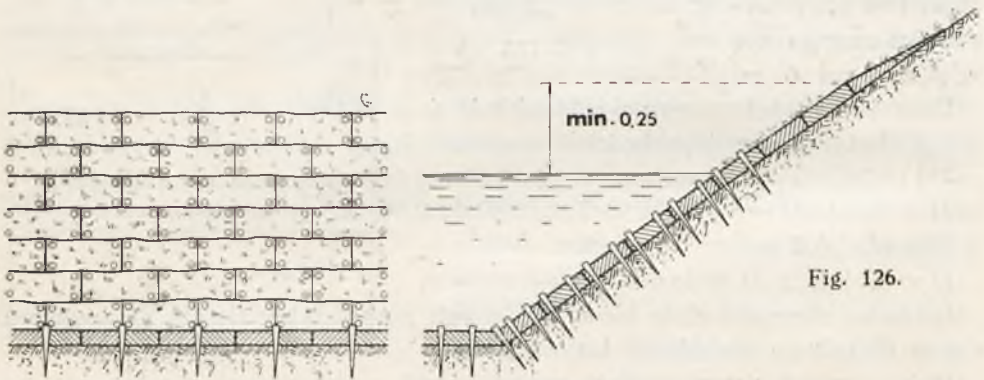


Fig. 126.

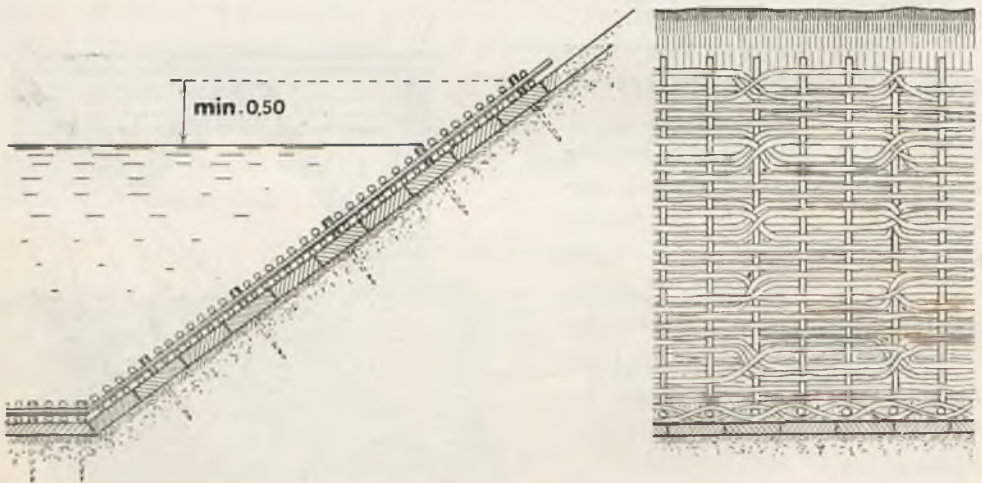


Fig. 127.

Tak wały te jak również skarpy nasypu drogi i stożków przyczółkowych winny być należycie wzmacnione jak to już zresztą było powiedziane.

Najprostsze wzmocnienie jest za pomocą darniowania kożuchowego z przybiciem darniny na skarpach dobrze wyrównanych kołkami w ilości 30 na  $m^2$ . Takie obramowanie pokazane jest na fig. 126. Powyższe wzmocnienie nadaje się przy szybkościach wody około 0,6 m/sek.

Przy szybkości większej, dochodzącej do 1,5 m/sek, można również stosować darniowanie jak wyżej i wiklinę, lecz wtedy kołki należy stosować wierzbowe świeże o długości 0,50 m i wbite przez darninę równoległymi rzędami co 0,5 m jeden od drugiego (fig. 127).

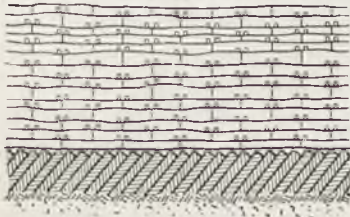


Fig. 128.

Czasami zamiast stosować darniowanie kożuchowe dają darniowanie murem (na zrąb) (fig. 128).

Przy typie przyczółków ze zwartymi skrzydłami (przekrój teowy) przekrój ich po osi będzie się przedstawiał według fig. 129. Przednia część ścianki w górnej swej części przedstawiać się będzie, jak i w typie ze skrzydłami równoległymi do osi mostu. Następnie, robimy wgłębienie-koryto takiej głębokości, aby warstwa podsypki, położonej w tym korycie, miała co najmniej grubość od 0,6 m do 0,8 m licząc do dołu podkładu. Podsypka ma tu na celu zmniej-

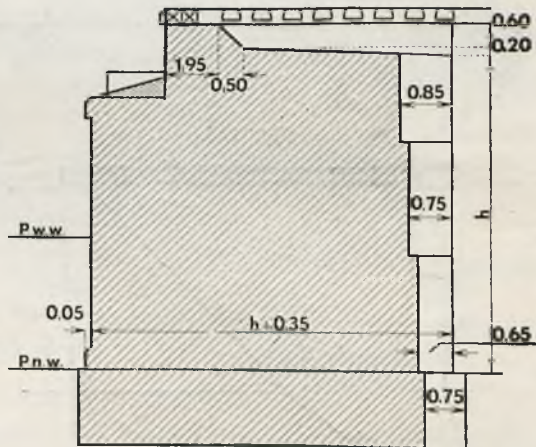


Fig. 129.

szać i łagodzić wstrząśnienia, które wywołują przy szybkim biegu pociągi, wchodzące na przyczółek. Jak to już było wyżej wskazane, dla zmniejszenia ilości murów, a także dla zmniejszenia ciężaru ciała przyczółka, a przeto ciśnienia na fundament i posadę, w ciełe przyczółka robimy otwory, przykryte u góry sklepieniem. Dla równomiernego rozłożenia ciśnienia na fundament (fig. 130) dajemy u dołu otworu sklepienie odwrotne.

Co się tyczy szerokości i długości tego rodzaju przyczółków, to wszystko co było powiedziane o tych wymiarach w typie I, odnosi się i tutaj.

Grubość sklepień powinna być wyznaczona na zasadzie obliczeń sklepień. Sklepienia odwrotne dolne otrzymują stosunek strzałki do rozpiętości około  $1/5$  do  $1/6$  i grubość 0,4 m do 0,6 m.



Grubość przedniej ścianki  $b$  zależy od wielkości  $a$  i szerokości niszy podporowej. Wielkość  $a$  leży w granicach od 0,70 m do 1,2 m. Naogół  $b$  robi się około 2,0 m do 2,2 m. Grubość ścianki tylnej zależy od wielkości  $c$  na wysokości stopy sklepienia i równa się około 1,30 m do 1,60 m. Przednia jej krawędź ma pochylenie około  $10/3$ , tylna przy niewielkiej

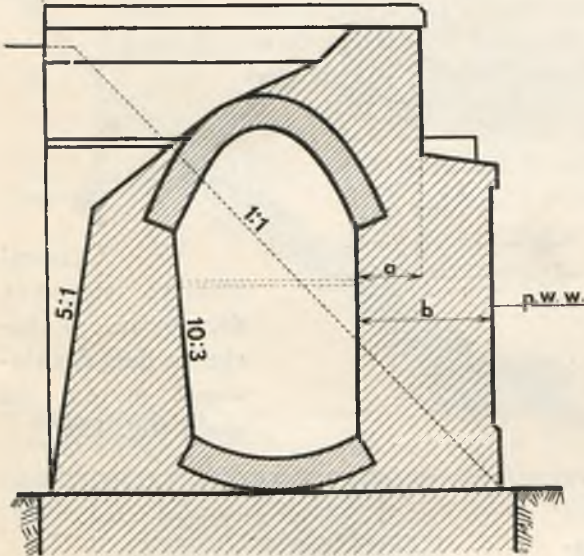


Fig. 130.

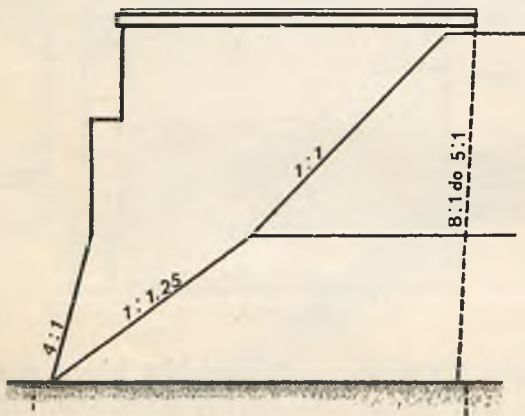


Fig. 131.

wysokości robi się pionowa. Przy większej wysokości dajemy jej pochylenie około  $5/1$  do  $8/1$ .

W typie pierwszym tylna krawędź skrzydeł równoległych do osi mostu może być pionowa lub też mieć pochylenie odwrotne, jak widać na fig. 131. Robi się to dla zmniejszenia objętości muru, a także w przypadkach, gdy w tylnej krawędzi otrzymuje się rozciąganie w murze. Podcięcie takie skrzydeł zmniejsza również długość fundamentu. Pochylenie to może być od  $8/1$  do  $5/1$ . Podcięcie skrzydeł, lub całego przyczółka przy kształcie jego w postaci słupa, powinno być takie,

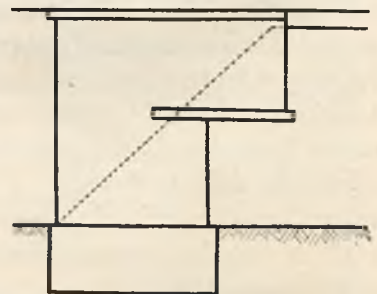


Fig. 132.

aby stateczność przyczółka była zabezpieczona, jak również aby nie otrzymywało się zbyt dużych naprężeń rozciągających, gdy za przyczółkiem nie będzie jeszcze nasypu.

Dla tych samych powodów robiono przyczółki, pokazane na fig. 132. Tutaj górna część skrzydeł wzniesiona jest na belkach — szynach, wmurowanych końcami w przyczółek. Dziś przy stosowaniu tego rodzaju przyczółków lepiej jest stosować belki stalobetonowe.



Mówiąc o typie pierwszym przyczółka, wskażemy jeszcze na jeden typ, pokazany na fig. 133. W tym typie przednia ścianka przyczółka na wysokości  $0,4 H$  od dołu ma pochylenie  $\frac{4}{1}$  i w tylnej ścianie na tej samej wysokości pochylenie odwrotne o stoczystości  $\frac{8}{1}$ .  $H$  — oznacza tutaj wysokość od stopy szyny do podstawy ciała przyczółka, t. j. do pierwszej odsadzki fundamentowej.

Grubość ścianki przedniej, jak to już było zaznaczone wyżej, robi się nie mniejsza niż  $1,2 m$  w mostach drogowych i  $1,5 m$  do  $1,7 m$  w mostach kolejowych. W każdym razie wymiary te powinny być sprawdzone na ciśnienie ziemi, ciśnienie parowozów na nasyp, oraz na siłę, powstającą wskutek hamowania.

Na niektórych liniach kolejowych rosyjskich grubość  $a$  przedniej ścianki (fig. 125) była przyjmowana  $1,65$  przy ciśnieniu na nasyp parowozów  $100 t$  i przy wysokości niszy  $h = 1,35 m$ . Przy odległości  $h$  stopy szyny do podstawy ciosu podporowego większej niż  $1,35 m$ , grubość ścianki przyjmowano według następującego wzoru:

$$a = 1,65 + 0,36 (h - 1,35) m.$$

Z boków przyczółki mają ścianki albo pionowe, albo też z pochyleniem jak i przednia ścianka. Jednakże pochylenie boczne, gdy jest znaczne, poszerza podstawę ciała przyczółka, a zatem pociąga za sobą poszerzenie fundamentu jego, przez co koszty budowy mogą wzrosnąć. Lepiej przeto w tym przypadku dawać bokom pochylenie bardzo niewielkie  $\frac{40}{1}$  do  $\frac{30}{1}$ , natomiast pogrubiać skrzydła przyczółka na wewnątrz, dając odpowiednie odsadzki. Na rys. 134 i 136. pokazane są skrzydła przyczółków z bokami pionowymi i na fig. 135 z bokami o pochyleniu  $\frac{4}{1}$ .

O ile byśmy mieli grunt słaby i zasłaby potrzeba rozwinięcia pola fundamentu, w tym przypadku stoso-

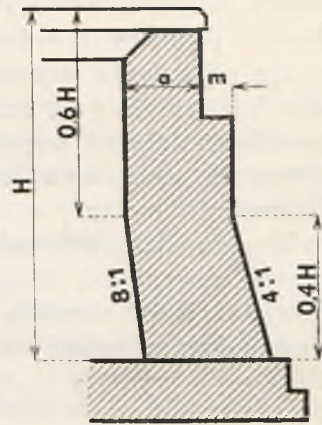


Fig. 133.

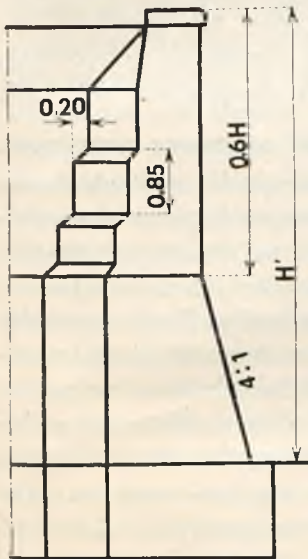


Fig. 135.

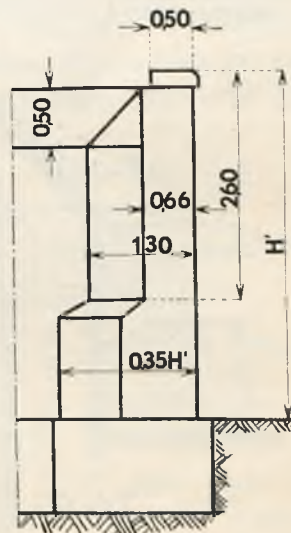


Fig. 134.

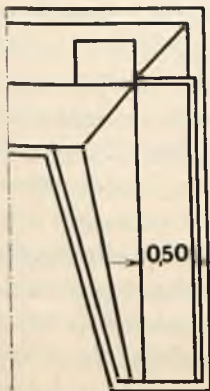


Fig. 136.

wanie większej stoczystości boków przyczółków byłoby najzupełniej celowe. Tu jednak zwrócić trzeba uwagę na to, że otwór mostu lub drogi przez pochylenie ścianek przednich zmniejsza się i, o ile otwór powinien być nie mniejszy od zadanej wielkości, to przy stosowaniu pochyłych przednich ścianek wypadnie zwiększyć rozpiętość teoretyczną dźwigarów głównych mostowych, co pociąga za sobą zwiększenie kosztów budowy wierzchniej mostu.

W skrzydłach przyczółków, prowadzonych pod pewnym kątem do osi mostu, zewnętrzną krawędź dajemy o pochyleniu około  $\frac{6}{1}$  i tylną pionową. Grubość skrzydła u góry może być w przybliżeniu przyjęta według następującego wzoru

$$d = 0,438 + 0,3h - 0,1h \left(1 - \frac{H}{3h}\right)^2, m,$$

gdzie  $h$  oznacza wysokość skrzydła ścianki podporowej i  $H$  wysokość nasypu ponad skrzydłem. Grubość skrzydeł u góry nie powinna być mniejsza od 0,65 m w mostach kolejowych, i 0,5 m w mostach drogowych (fig. 137).

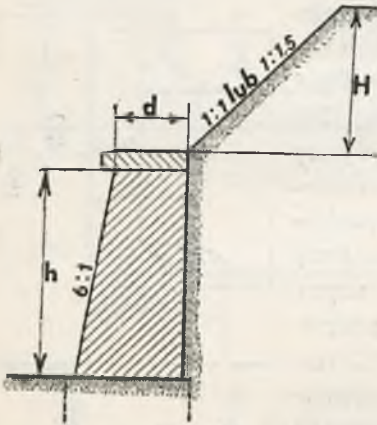


Fig. 137.

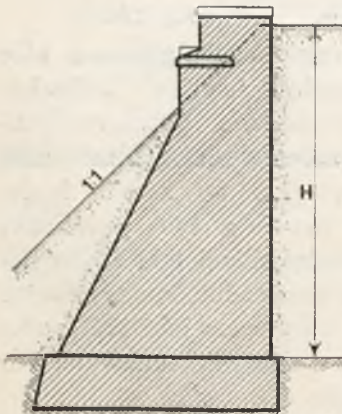


Fig. 138.

#### § 46. Przyczółki zatopione w nasypie.

Przy wysokich nasypach i mostach otwartych budowanie przyczółków ze skrzydłami równoległymi do osi mostu lub wogóle typu pierwszego byłoby zbyt kosztowne. Skrzydła wypadłyby bardzo długie ze względu na rozłożenie wzdłuż nich stożków nasypu. Również przednia ścianka wypadłaby dużej grubości dla nadania jej należytej stateczności i wytrzymałości. W tym przypadku stosuje się tak zwane przyczółki zatopione w nasypie, jak to pokazano na Fig. 138 i 9. Przednia krawędź przyczółka ma tutaj dość duże pochylenie, dochodzącą od  $\frac{9}{1}$  do  $\frac{4}{1}$ , tylna zaś ma pochylenie odwrotne od  $\frac{5}{1}$  do  $\frac{20}{1}$ , lub też jest pionowa w zależności od stateczności i wytrzymałości przyczółka w różnych warunkach jego pracy. Na pewnej wysokości od poziomu niszy łożyskowej w dół przednia ścianka robi się zwykle pionowa, a to ze względu na łatwiejsze i tańsze licowanie kamieniem okładzinowym. Grubość przyczółka u góry daje się taką, aby skarpa stożka o stoczystości 1:1 nie dochodziła do niszy łożyskowej conajmniej na jakie 0,4 m. Jeżeli



grubość jest niewielka, wtedy należy dać odpowiedniej długości skrzydła. Skrzydła powinny być zagłębione w nasypie poza stożkiem na 0,40 do 0,60 m, jak to zresztą wymagane jest i w typie I (fig. 116).

Odsadzka fundamentu z przodu przyczółka daje się większa niż z tyłu, gdyż z przodu wpływa ona na należyte rozłożenie ciśnienia na posadę fundamentu oraz na stateczność podpory, z tyłu zaś ma przeważnie znaczenie praktyczne przy wykonywaniu podpory, aby w razie niewielkich niedokładności w pomiarach fundamentów, ciało przyczółka mogło się pomieścić na bryle fundamentowej.

Przy wysokich podporach zazwyczaj mniej więcej co 5 do 7 m dają warstwy z kamienia ciosowego dla równomierniejszego rozkładu ciśnienia na mur podpory. Takie warstwy są drogie i znacznie zwiększają koszty budowy podpór. Przy dzisiejszych zaprawach cementowych nie uważamy ich za konieczne. Daleko racjonalniej i więcej celowo jest tu stosować warstwy betonowe o grubości (0,40 do 0,50) m ze zbrojeniem stalowym podwójnym w kształcie siatki z prętów okrągłych o średnicy 20 mm, rozłożonych w odległości od 0,20 do 0,25 m. Siatka taka ma to znaczenie, że trzyma podporę w płaszczyźnie poziomej, nie dając jej możliwości pęknięcia pionowego. Warstwy te są jakby obręczami, które ściągają podporę i przeciwdziałają siłom poziomym.

Przy znacznych wysokościach i szerokościach takich przyczółków można dawać skrzydła równoległe do osi mostu (fig. 9). Daje to możliwość zmniejszenia grubości ścianki przedniej. Skrzydła w tym przypadku mają podcięcie, możność nie tylko zmniejszenia ilości mułdach, lecz również i zmniejszenia długości fundamentu. Na fig. 9 mamy przyczółek mostu w Płocku. Wysokość przyczółka dochodzi 23 m., nie licząc grubości fundamentu. Grubość ścianki przedniej przyjęta jest 1,75 m. Fundament posadowiony jest na 105 palach systemu Franki z dopuszczonym ciśnieniem na pal 91 t przy najniekorzystniejszym obciążeniu dla podstawy fundamentu.

Przyczółki zatopione w nasypie oczywiście zwiększają rozpiętość przęsła i przez to wpływają na zwiększenie kosztów budowy wierzchniej. Skarpy stożków muszą być należycie wzmocnione, aby wody wysokie nie mogły je rozmyć (fig. 139).

#### § 47. Przyczółki rozdzielcze.

Przyczółki rozdzielcze należą również do typu II t. j. do przyczółków zatopionych w nasypie, i stanowią tylko pewne odmiany tego typu.

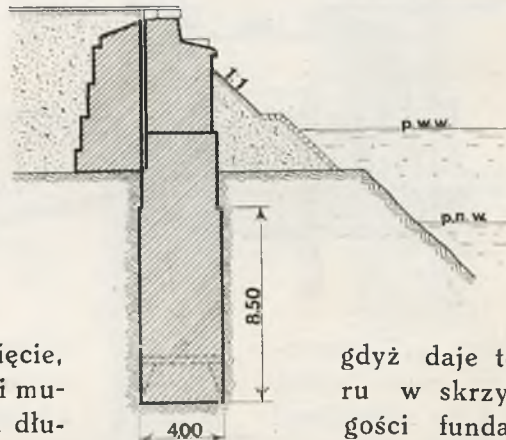


Fig. 139.

gdyż daje to ru w skrzy-  
gości funda-  
przez Wisłę  
dzi tutaj do



Przyczółki rozdzielcze mogą być dwojakiego rodzaju: dwie części przyczółka są albo zupełnie do siebie zbliżone, albo też są rozsunięte na pewną odległość. W pierwszym przypadku przyczółek zazwyczaj składa się z jednej części przedniej (fig. 139) o znacznie głębszym założeniu fundamentu, oraz tylnej części założonej wyżej, przy tym pierwsza część ma posadę kesonową, lub też założona jest na studni, druga zaś ma posadę palową, względnie fundament jej spoczywa bezpośrednio na gruncie. Pierwsza — służy przeważnie do podtrzymywania dźwigarów przęsłowych, — druga zaś do podtrzymywania nasypu ziemi. Pierwsza chroni drugą od podmycia. Obie te części nie powinny być ze sobą połączone. Między nimi pozostawia się wąską szczelinę przy murowaniu (zwykle podczas murowania zakłada się deski o grubości 20—25 mm, które następnie usuwa się); szczelina ta następnie może być zalana zaprawą cementową. Pozostawione szczeliny mają na celu dać możliwość niezależnego osiadania każdej z dwóch części przyczółka, mających fundamenty na różnych posadach i na różnych głębokościach. Zwykle różne posadowienia powodują różne osiadania jednej i drugiej części. Gdybyśmy te dwie części połączyli ze sobą, to przy różnych

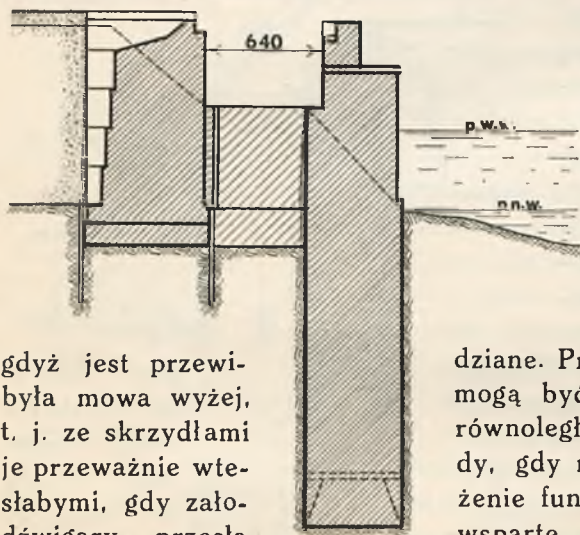


Fig. 140.

gdyż jest przewidywana mowa wyżej, t. j. ze skrzydłami je przeważnie wstępnymi, gdy założą dźwigary przęsła znacznej głęboko-

przyczółki rozdzielcze, składające się z dwóch części oddalonych od siebie. Jedna część tworzy zazwyczaj przyczółek zatopiony w nasypie, druga zaś w pewnym oddaleniu stanowi filar przybrzeżny (fig. 140). Dwie te części są połączone ze sobą przęsłem odpowiedniej rozpiętości i oprócz tego ścianką poprzeczną wzdłuż mostu, aby w ten sposób uniemożliwić przesączanie się wody przez nasyp pomiędzy przyczółkiem i filarem, gdyż przesączanie się wody może spowodować wymywanie nasypu, jego osiadanie i wreszcie rozmycie.

Odległość pomiędzy przyczółkiem i filarem przybrzeżnym, fundamenty

osiadaniach mogliśmy otrzymać nieprawidłowe pęknięcia murów. Zostawiając zaś szew pionowy, unikamy tego pęknięcia. Pęknięcie w tym przypadku, jeżeli się otrzymuje, to zwykle na szwie szczeliny, jest wtedy nieszkodliwe, nie wywołuje żadnych obaw co do całości budowli,

dziane. Przyczółki rozdzielcze, o których mogą być również i typu pierwszego, równoległymi do osi mostu. Stosujemy dy, gdy mamy do czynienia z gruntami żenie fundamentu części podtrzymującej wsparte na przyczółku musi być na ści. Przy wysokich nasypach stosujemy

których są zwykle założone na różnych głębokościach i mają przeważnie różne posadowienie, przyjmuje się taką, aby ciśnienie przyczółka zatopionego w nasypie nie wywierało ciśnienia na odłam ziemi wywierającej parcie na filar przybrzeżny, i aby stopa stożka nie dochodziła zbyt blisko do przedniej jego krawędzi. Grubość ścianek łączących, robi się od 2 m do 1 m w zależności od ich wysokości. Wysokość ścianki powinna się wznosić conajmniej na 1 m ponad wodą najwyższą.

#### § 48. Niektóre odmiany przyczółków typu pierwszego i drugiego.

Przy gruntach dobrych, o ile przyczółek wypada dość dużych wymiarów, możemy go robić nie na jednej bryle fundamentowej, lecz na dwóch lub więcej mniejszych. Fundamenty łączymy wtedy za pomocą belek stalobetonowych lub sklepień, i na nich budujemy ciało przyczółka. Tego rodzaju przyczółek wskazany jest na (fig. 141).

Również nie na jednej bryle fundamentu możemy zakładać ciało przyczółka, w przypadku gdy fundament ze względu na charakter gruntu musi być zakładany na znacznej głębokości, jeżeli fundamenty stawiamy na kesonach lub na studniach. Dawanie jednej bryły fundamentowej pod ciało przyczółka w tych przypadkach znacznie zwiększało by koszty fundamentów przyczółka, a zatem i całego mostu. Taki ustrój przyczółka pokazany jest np. na (fig. 142). Tutaj, jak widać, fundament składa się z czterech słupów okrągłych opuszczonych na studniach. Słupy te są połączone szynami ułożonymi

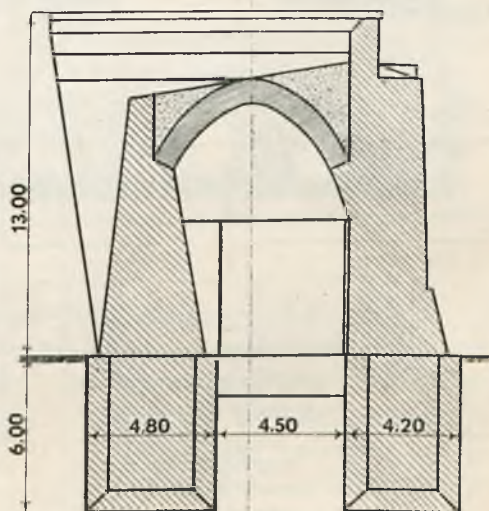


Fig. 141.

w warstwie betonu i oprócz tego pomiędzy tymi słupami fundamentowymi przerzucone są cztery sklepienia. W cieple przyczółka pozostawiono otwór, przegrodzony ścianką poprzeczną wzdłuż mostu, by zabezpieczyć stożki nasypu od rozmycia podczas wód wysokich. Przyczółek ten należy do pierwszego typu przyczółków. Zamiast szyn lub belek obetonowanych możemy dawać płyty stalobetonowe, krzyżowo zbrojone górami i dołem.

W mostach szerokich i przy fundamentach o dużej płaszczyźnie w planie ze względu na słaby grunt w cieple przyczółka dajemy cały szereg komór; ściany tych komór łączymy sklepieniami i na nich już tworzymy koryto do podsypki. Przyczółek taki pokazany jest na fig. 143. Jest to przyczółek mostu Troickiego przez rzekę Newę w Leningradzie.

Posadowienie ma on palowe. Pale od 15 m do 17 m długości i o średnicy 30 cm, wbite na całą swą długość w słaby grunt podtrzymują przyczółek. By móc umieścić odpowiednią liczbę pali musiano zwiększyć wymiary



fundamentu w planie. Komory zaś mają na celu zmniejszenie ciężaru ciała przyczółka, a zatem ulżenie fundamentowi, a raczej palom posady.

Przy znacznej wysokości nasypów, oraz przy brzegach o znacznym spadku, jak również przy brzegach skalistych dajemy przyczółki w postaci wiaduktu, składające się z filarów i sklepień kamiennych (fig. 144). Jak widzimy mamy tutaj jakby filar przybrzeżny, podtrzymujący dźwigary o znacznej rozpiętości, ponadto dwa filary spoczywające na skarpach brzegu i mały przyczółek. Wysokość filara przybrzeżnego dochodzi tutaj do 20 m.

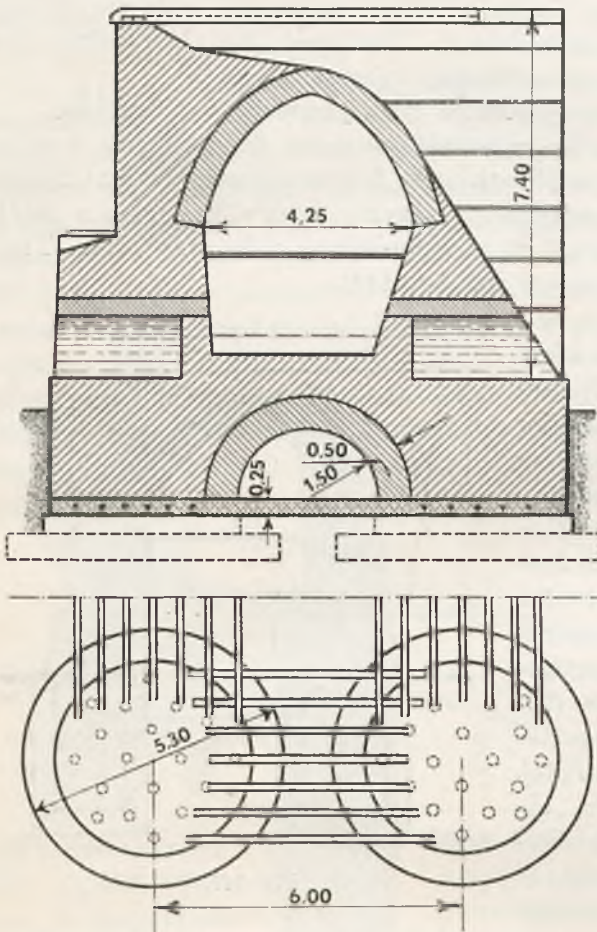


Fig. 142.

ści drogi wzdłuż brzegu danej rzeki w danym miejscu (fig. 145).

Zamiast rozdwojonych przyczółków z połączeniem ich budową wierzchnią, możemy przęsło przybrzeżne wydłużyć tak, aby ono jednocześnie kryło drogę wzdłuż brzegu rzeki. Tak np. mamy w moście w Płocku i w wielu innych mostach.

Wymagane jest często, aby droga wiodąca na most miała połączenie z drogą idącą wzdłuż mostu. W tych przypadkach w pewnej odległości od przyczółka droga otrzymuje odpowiednie poszerzenie i z obu stron jej dajemy zjazdy z odpowiednimi spadkami (fig. 146 i 147).

Przy większych wysokościach różnicy poziomów drogi wiodącej na most i pod mostem taki zjazd wymagałby znacznej długości, co nie

staci wiaduktu, składające się z filarów i sklepień kamiennych (fig. 144). Jak widzimy mamy tutaj jakby filar przybrzeżny, podtrzymujący dźwigary o znacznej rozpiętości, ponadto dwa filary spoczywające na skarpach brzegu i mały przyczółek. Wysokość filara przybrzeżnego dochodzi tutaj do 20 m.

Przyczółki wiadukty stosujemy również i w tych przypadkach, gdy na niższym poziomie wzdłuż rzeki jest droga, którą trzeba przepuścić pod mostem. W zależności od jakości gruntu rozdwojone części przyczółka łączymy sklepieniami kamiennymi lub też belkami stalowymi, względnie belkami stalobetonowymi. Światło przepustu pod przyczółkiem zależy od szerokości



zawsze jest możliwe ze względu na miejscowe warunki. W tych przypadkach stosujemy tak zwane ślimaki. Jest to nic innego jak tylko urządzenie drogi jakby na zboczu pagórka, która to droga opasując dane wzniesienie więcej niż jeden raz, posiada zazwyczaj na skrzyżowaniu

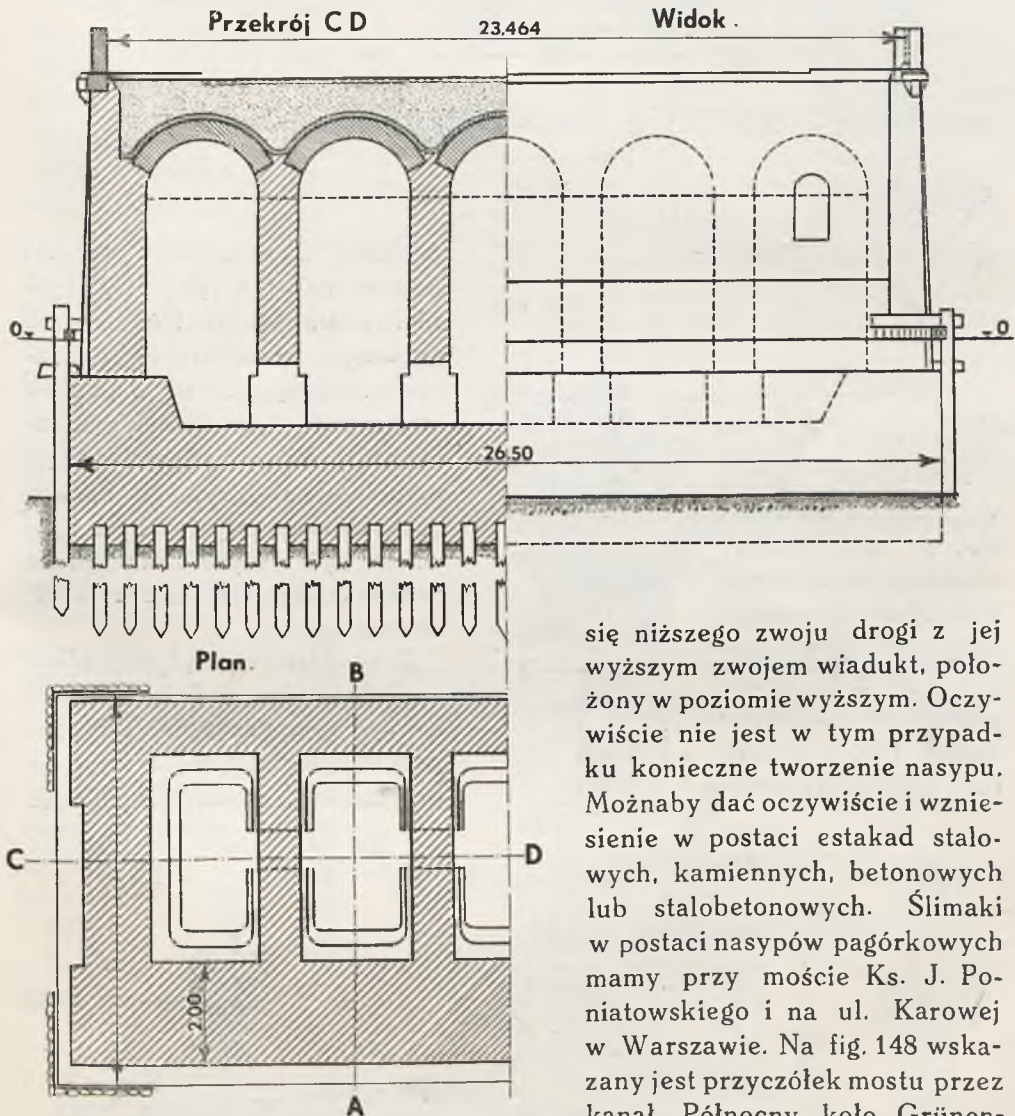


Fig. 143.

się niższego zwoju drogi z jej wyższym zwojem wiadukt, położony w poziomie wyższym. Oczywiście nie jest w tym przypadku konieczne tworzenie nasypu. Można by dać oczywiście i wzniesienie w postaci estakad stalowych, kamiennych, betonowych lub stalobetonowych. Ślimaki w postaci nasypów pagórkowych mamy przy moście Ks. J. Poniatowskiego i na ul. Karowej w Warszawie. Na fig. 148 wskazany jest przyczółek mostu przez kanał Północny koło Grünenthalu.

#### § 49. Kształty przyczółków w planie i ich architektoniczne opracowanie.

W planie przyczółki mogą mieć różne kształty, w zależności od tego, gdzie most jest budowany.

Jeżeli most jest kolejowy i położony gdziekolwiek na uboczu, względy estetyczne, aczkolwiek nie powinny być zupełnie pomijane, bo poczucie piękna powinno przebijać w każdej budowl, to jednak nie mają one pierwszorzędno znaczenia i dlatego też w tych mostach nadajemy

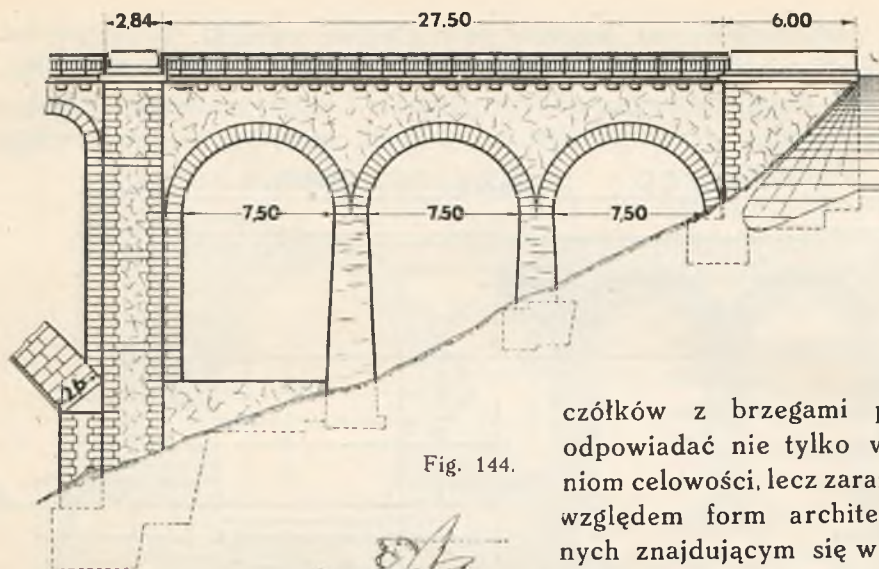


Fig. 144.

przyczółkom kształt najprostszy, by tylko dobrze odpowiadały swemu przeznaczeniu. Natomiast w mostach miejskich strona architektoniczna, strona piękna, gra bardzo poważną rolę i dlatego też połączenie przy-

czółków z brzegami powinno odpowiadać nie tylko wymaganiom celowości, lecz zarazem pod względem form architektonicznych znajdującym się w pobliżu mostu budowiom. Nadanie odpowiedniej formy, odpowiedniego rozplanowania, wymaga zazwyczaj zdolności artystycznych i powinno być projektowane przez architekta-artystę wraz z inżynierem.

Zewnętrzny wygląd przyczółka powinien odpowiadać charakterowi przesł. Pręsła ciężkie rozporowe powinny się opierać na przyczółkach wywierających wra-



Fig. 145. Przyczółek mostu Aleksandra III w Paryżu.



żenie mocy, gdyż lekki wygląd przyczółka przy silnych ciężkich dźwigarach, wspierających się na tych przyczółkach, budziłby brak zaufania w ich siłę i wytrzymałość.

Dając zewnętrzne ozdoby w postaci obelisków, latarni lub figur, musimy również odpowiednio rozplanować przyczółek, aby te upiększenia odpowiednio postawione harmonizowały z całością budowli. Zaznaczając początek mostu portalami wjazdowymi musimy baczyć, aby architektura tych portali również harmonizowała z budynkami, położonymi w pobliżu mostu.

Portale lub obeliski powinny być tak ustawione, aby nie zmniejszały użytecznej szerokości mostu; przyczółki przeto powinny być odpowiednio poszerzone (fig. 149 i 150).

Na fig. 151 i 152 pokazane są

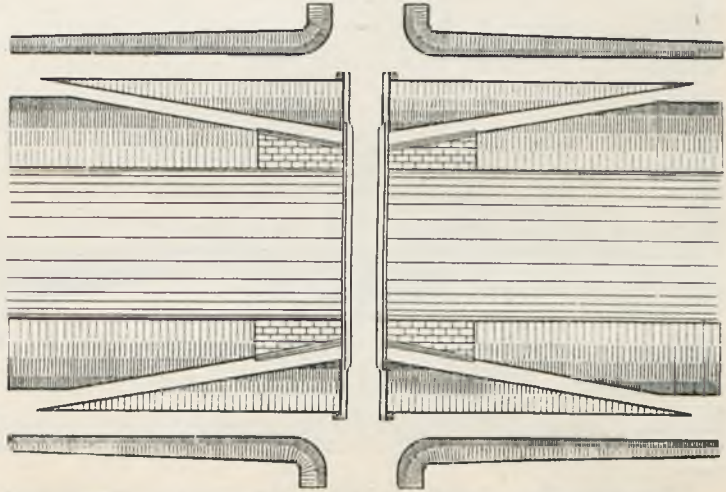


Fig. 146.

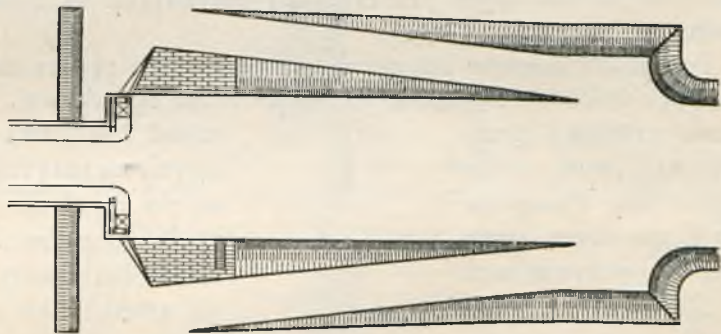


Fig. 147.

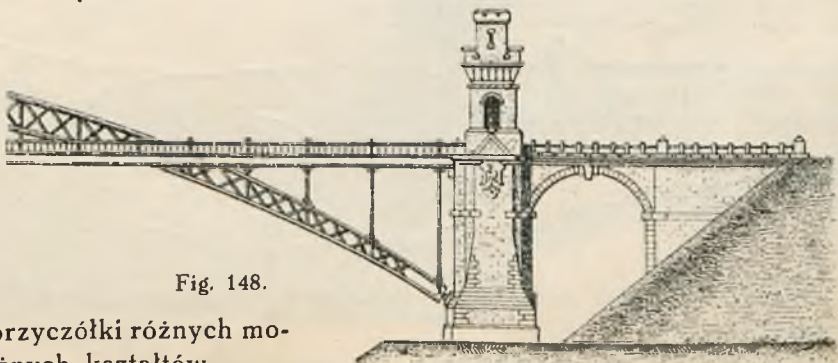


Fig. 148.

w planie przyczółki różnych mostów i różnych kształtów.



Na fig. 152 przyczółek ma otwór, przez który prowadzi droga idąca wzdłuż brzegu rzeki; skrzydła prostopadłe do osi mostu są jednocześnie schodami, aby z drogi wiodącej na most zejść na drogę brzegiem idą-

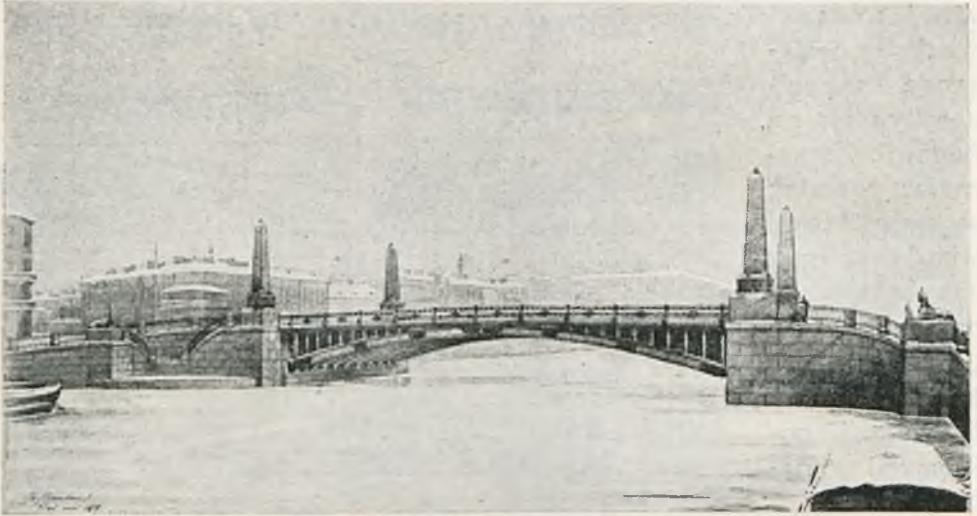


Fig. 149. Most Egipski w Leningradzie (proj. A. Pszenickiego i M. Lalewicza).

ca. Na poszerzonych przyczółkach postawione są domki strażnicze lub celne.

Przyczółki mostów łukowych różnią się od przyczółków mostów belkowych tylko nieco innym kształtem niszy łożyskowej, i naturalnie zawsze znacznie grubszymi ściankami przednimi, odpowiadającymi na przyczółek od dźwigarów

Siła pozioma stara fundamentu, zatem

się zsunąć ciało przyczółka z jego musimy mieć w danym przypadku



Fig. 150. Przyczółek mostu Egipskiego.

dostateczny ciężar, by wraz z reakcją pionową dźwigarów otrzymać dostateczną siłę tarcia, która z nadmiarem sprzeciwiłaby się rozporowi łuków. Przyczółki takie pokazane są na fig. 153. Przednia ścianka jego ma pochycenie odpowiednio do umieszczenia łożyska. Ciosy podporowe

złożone tu są nie poziomo, lecz normalnie do osi łuku, lub też normalnie do reakcji podporowej.

Na fig. 155 pokazany jest przyczół-

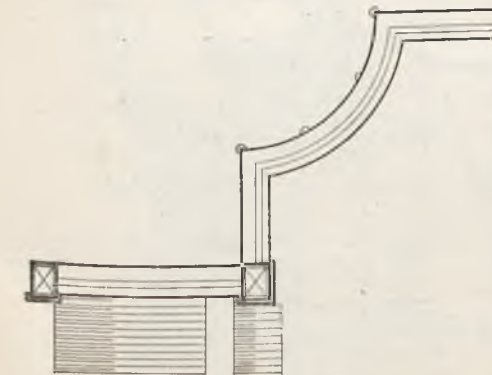
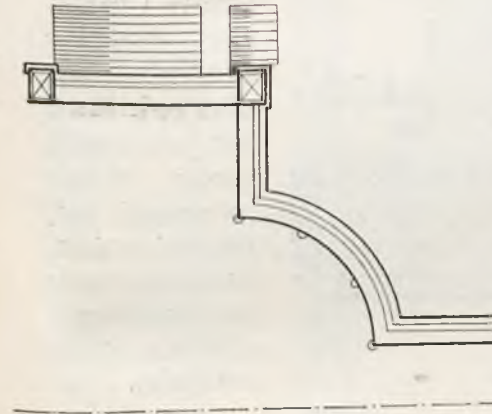
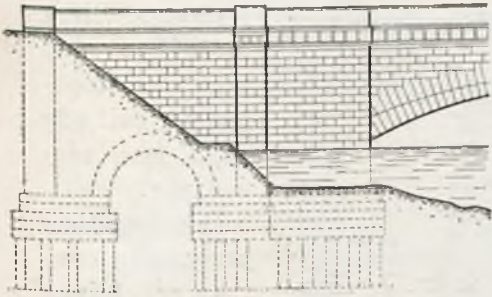


Fig. 151.

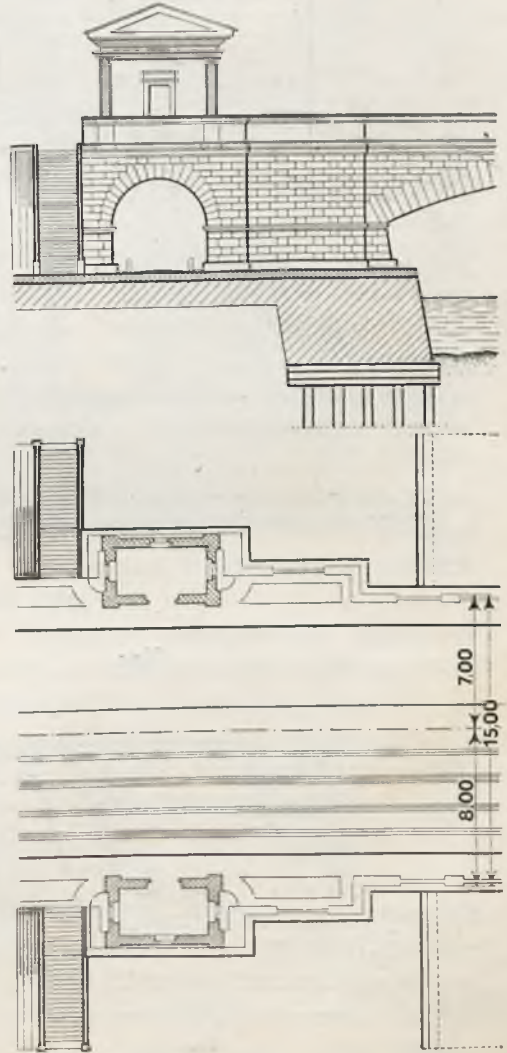


Fig. 152.

łek na widoku projektu mostu w Sydney (Australia), w którym długość przyczółka wynosi 45,75 m.

Wszystko, co było powiedziane o przyczółkach wogóle, dotyczy tak



przyczółków mostów belkowych, jak też i przyczółków mostów łukowych.

W mostach ukośnych przednia ścianka przyczółka zwykle daje się na ukos, zatem jest równoległa do kierunku brzegu, tylna zaś ścianka może być równoległa do przedniej ścianki, co zwykle ma [miejsce, jeżeli ukos

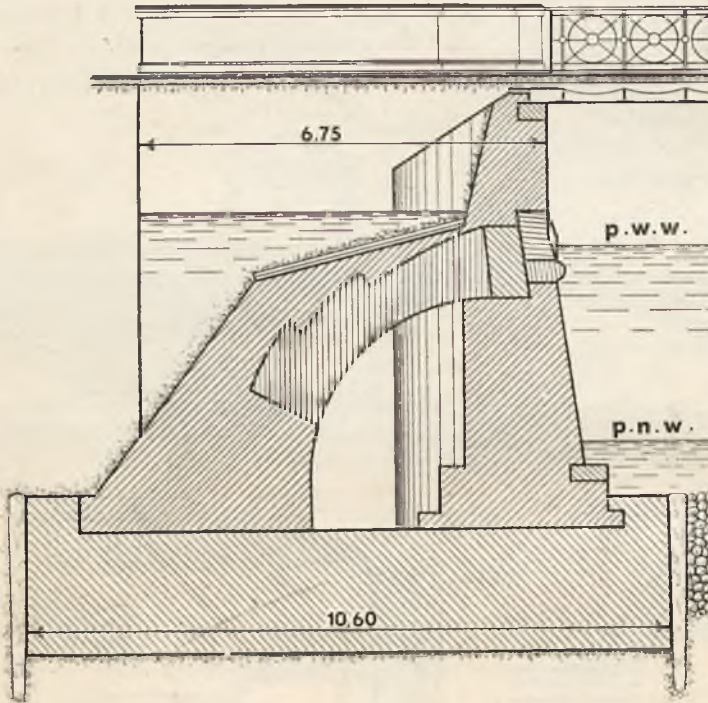


Fig. 153.

jest znaczny, lecz może być również i prostopadła do osi, gdy ukos jest nieznaczny.

Boczne ściany przyczółka tworzą ze ścianą przednią kąt rozwarty i kąt ostry. Ponieważ kamień i mur okrawędziostrej jest nietrwały przeto zwykle na pewnej niewielkiej długości kąt ostry ścinają pod kątem prostym do ściany przedniej.

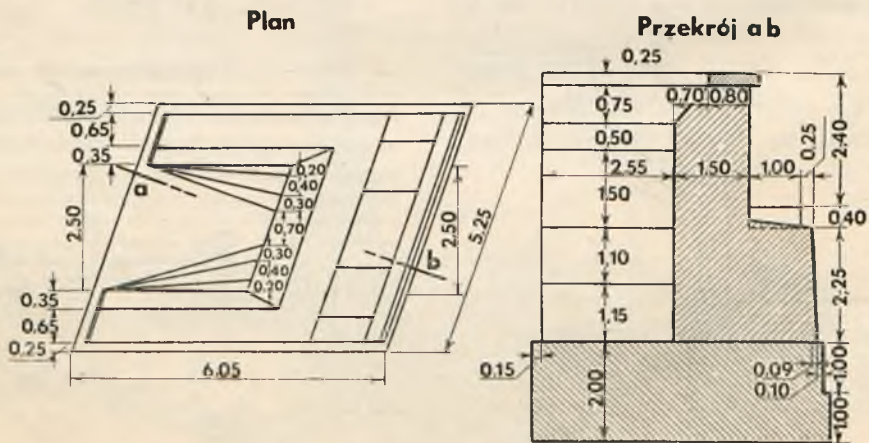


Fig. 154.

Nisza łożyskowa w zależności od ustroju dźwigarów może być rów-



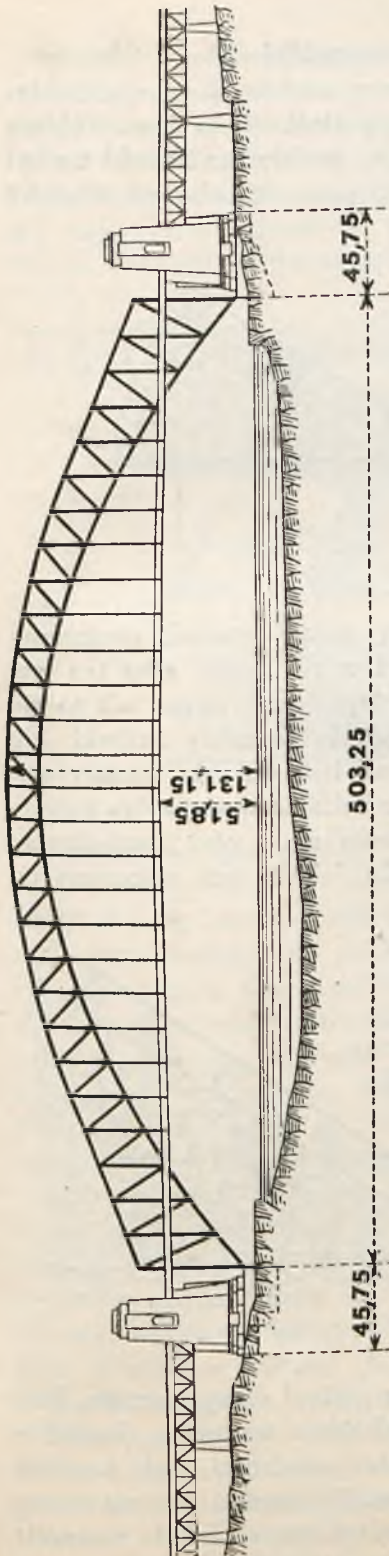


Fig. 155.

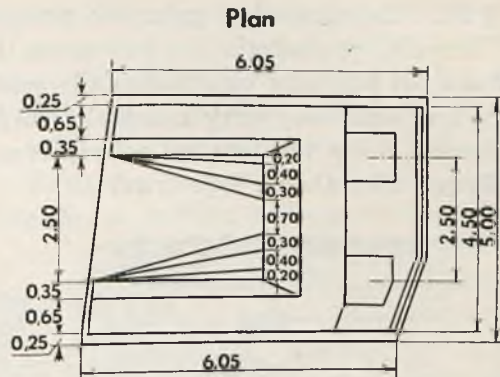


Fig. 156.

nież ukośna, jeżeli dźwigary główne kończą się na linii ukośnej (fig. 154), lub może być, prosta jeżeli dźwigary w planie tworzą układ prosty (fig. 156). Oczywiście w ostatnim przypadku szerokość niszy łożyskowej jest niejednakowa: od strony boku z kątem rozwartym jest węższa i przy boku o kącie ostrym szersza (fig. 156).

Ciosy podporowe w zależności od kształtu w planie niszy łożyskowej mogą być też ukośne w planie lub prostokątne (fig. 154, 156).

W mostach rozporowych ukośnych przednia ściana przyczółka daje się również ukośna, lecz wtedy płaszczyzny przednie ciosów podporowych, na których się opierają łożyska dźwigarów łukowych winny być prostopadłe do płaszczyzny, w której leży oś łuku dźwigarów. Zaleca się w mostach łukowych przegubowych ukośnych stosować w stopach przeguby kuliste, zamiast cylindrycznych, gdyż należyte ustawianie dźwigarów przy przegubach cylindrycznych jest bardzo trudne i przy tym trudno jest osiągnąć równomierne ciśnienie na długości przegubu, a zatem od łożyska na cios podporowy.

### § 50. Zakończenie i pokrycie skrzydeł przyczółków.

Skrzydła równoległe do osi mostu licujemy zwykle kamieniami okładzinowymi tak, aby one zachodziły pod nasyp stożka koło 1 m. Robimy to w tym celu, aby przy osiadaniu nasypu mur zwykły bez licówki nie był widoczny i aby ten mur był zabezpieczony od przemarzania, co mogłoby wpływać ujemnie na jego trwałość.

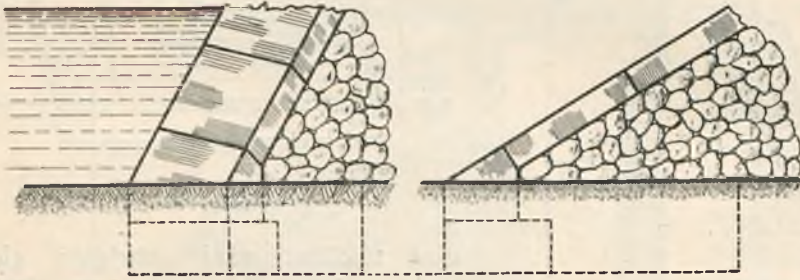


Fig. 157 a i b.

Skrzydła nierównoległe do osi mostu mają górną krawędź pochyloną do poziomu. Zewnętrzna widoczna strona albo się licuje, albo też jest wyłożona kamieniem łamanym, lecz tylko lepiej dobranym, niż to się robi dla murów wewnętrznych. Przy licowaniu warstwy licówki idą poziomo. Powierzchnia górna skrzydeł powinna być pokryta kamieniami ciosowymi, aby ochraniać mur skrzydeł od zaciekania wody, która zamarzając mogłaby rozsądzić mur. Pokrycie to robi się z płyt kamiennych, położonych na pochylej powierzchni skrzydła, jak to jest pokazane na fig. 157 a i b.

Płyty te opierają się w kamień oporowy, który zakańcza skrzydło. Tego rodzaju sposób pokrycia skrzydeł nie jest jednak zupełnie dobry, bo płyty, leżące na pochylej powierzchni, mają skłonność do zsuwania się w dół. Sposób ten jest jednak prosty i tani.

Dla większej stateczności płyt powinno się co pewien odstęp stawiać ciosy oporowe, któreby podtrzymywały płyty, ułożone pochyło, jak to jest pokazane na fig. 158.

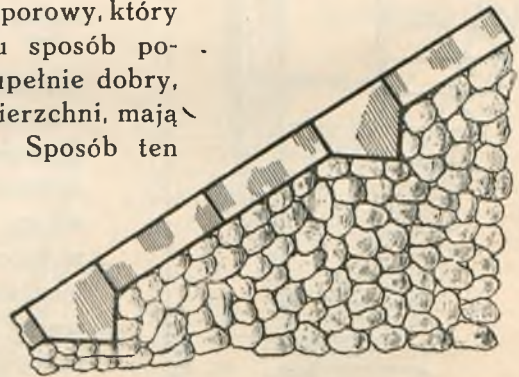


Fig. 158.

Dobry sposób pokrycia pokazany jest na fig. 159, gdzie mamy naprzemian płyty i ciosy oporowe. Najlepszy zaś sposób pokazany jest na fig. 160 gdzie wszystkie kamienie mają część podstawy poziomą i, o ile środek ciężkości tych kamieni nie wychodzi poza podstawę poziomą, to każdy kamień jest stateczny i nie wymaga podtrzymania przez kamienie niżej leżące. Jest to pokrycie jednak kosztowniejsze, gdyż wymaga specjalnych kamieni,



Skrzydło przed zetknięciem się pokrycia jego z ziemią albo odwracamy równoległe do osi podłużnej mostu i prowadzimy je jako skrzydło równoległe do osi tej mostu na takiej długości, aby się mieścił wzdłuż tej ścianki stożek o stoczystości 1:1 (fig. 161), albo na niewielkiej odległości od zetknięcia się pokrycia skrzydła z ziemią zakrzywiamy skrzydło (fig. 162), lub zakańczamy słupkiem tak jednak, aby nasyp nie wychodził poza słupek (fig. 162 a). Można ściąć skrzydło

w pobliżu zetknięcia się pokrycia z ziemią, zakończyć ciosem oporowym, nasyp zaś zakończyć stożkiem jednak tak, aby stopy stożka nie wychodziły poza przednią krawędź skrzydła. (fig. 163).

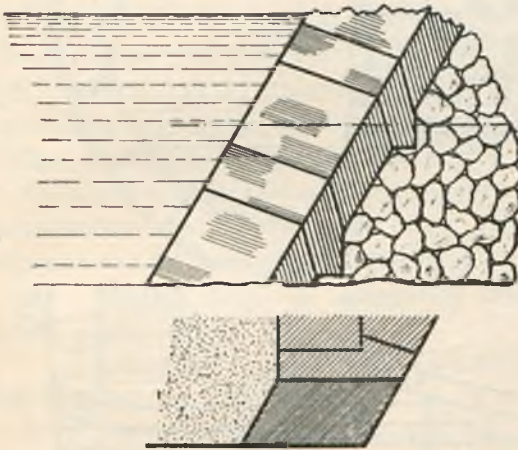


Fig. 159.



Fig. 160.

Zakańczając opisową konstrukcyjną część o przyczółkach kamiennych, uważam za konieczne zwrócić jeszcze na jedno uwagę. Za przyczółkami i za skrzydłami pod pewnym kątem do osi mostu powinniśmy dawać nasyp z gruntów dobrych, najlepiej z piasku ze żwirem lub kamieniami. Pod żadnym pozorem nie należy zasypywać przyczółka gruntami gliniastymi lub gliniasto-piaszczystymi. Grunty takie pod działaniem wody rozpływają się i zwykle nasyp poza przyczółkiem osiada, parcie na przyczółek się zwiększa. Podczas zimy grunt taki pęcznieje, tworzy wysadziny, i również zwiększa wtedy parcie na przyczółek.

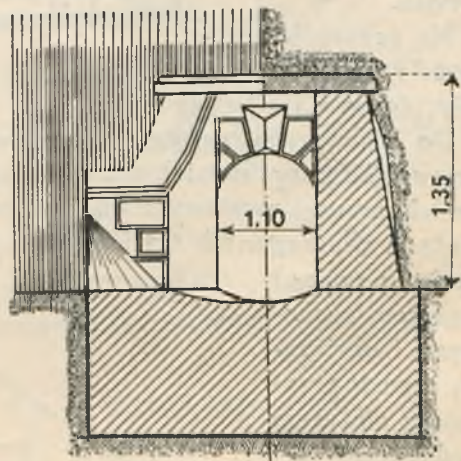


Fig. 161.

Poza każdym przyczółkiem należy dawać drenaż. Na pewnej głębokości, poniżej poziomu przemarzania gruntu, należy dać warstwę dobrej gliny, która nie przepuszczała wody. Warstwa tej gliny powinna być ułożona ze spadkiem w boki od osi przyczółka i z pewnym wgłębieniem. We wgłębieniu to kładzie się rury drenowe obsypane tłuczniem



i kamieniami, które wychodzą z boków przyczółka i odprowadzają wodę z poza przyczółka.

Grunt pod warstwą gliny nieprzepuszczającej wody, choćby był i nieco gorszy, chroniony jest przez warstwę gliny izolacyjnej, nie prześiaka, a ponieważ jest niżej przemarzania przeto nie pęcznieje i nie działa źle na przyczółek.

### § 51. Obliczenie przyczółków.

Wymiary poszczególnych części przyczółka powinny być takie, aby była zabezpieczona jego stateczność i wytrzymałość przy największej oszczędności materiału.

Na przyczółek każdy działają siły pionowe i siły poziome.

Do pierwszych należą: ciężar własny przyczółka (mur i ziemia), ciśnienie na przyczółek przęsł mostowych tak wskutek ich ciężaru własnego, jak też i wskutek obciążenia przęsł ciężarem ruchomym i obciążenie samego przyczółka ciężarem ruchomym.

Do sił poziomych zaliczamy parcie ziemi na przyczółek, jako na mur oporowy i siły, powstające w mostach kolejowych wskutek hamowania pociągu na moście, lub jako siła odśrodkowa

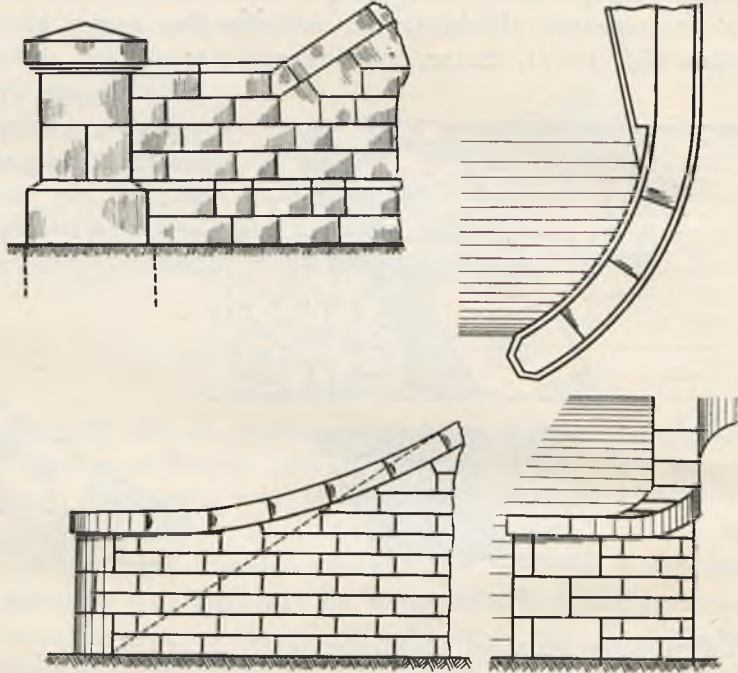


Fig. 162 a i b.

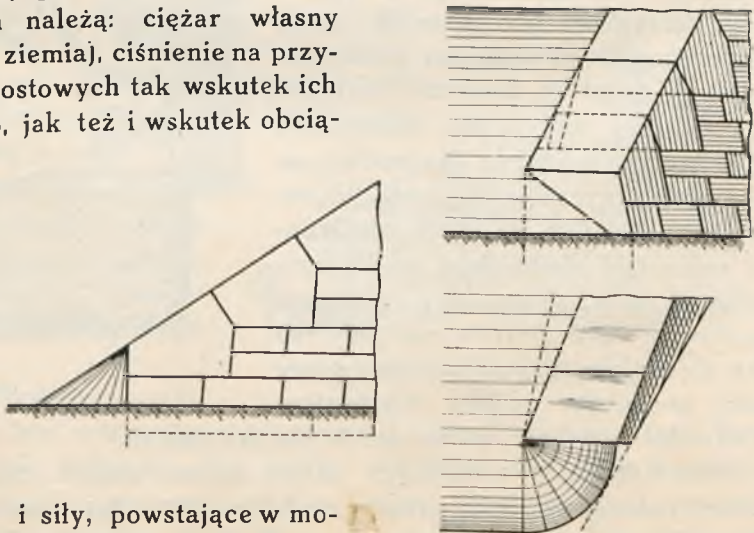


Fig. 163.

jeżeli most leży w krzywej. Siły od hamowania, działające na dźwigary mostowe, będą się przenosić za pomocą łożysk nieruchomych na przyczółki. Siły te można przyjąć zaczepione na poziomie ciosów podporowych. Oprócz siły, powstającej wskutek hamowania pociągu na moście, może powstać siła pozioma wskutek hamowania pociągu na odłamie nasypu bezpośrednio poza przyczółkiem.

Siłę tą będziemy przyjmować zaczepioną na poziomie połowy wysokości odłamu ziemi.

Przy położeniu mostu w krzywej będziemy mieć jeszcze siłę odśrodkową. O wszystkich tych siłach, jak je obliczać, już mówiliśmy przedtem. Obecnie pozostaje nam wskazać tylko, jak będziemy przyjmować parcie ziemi.

Odrzucając siłę tarcia o mur oporowy, t. j. przyjmując, że parcie ziemi jest poziome, wprowadzamy następujące oznaczenia:

$E$  — parcie ziemi na jednostkę długości muru oporowego,

$e$  — odległość punktu zaczepienia siły  $E$  od stopy muru oporowego,

$H$  — wysokość muru oporowego,

$h$  — grubość warstwy ziemi, zastępującej obciążenie ruchome na nasypie poza murem oporowym.

$\varphi$  — kąt naturalnego stoku gruntu,

$\alpha$  — kąt, który tworzy płaszczyzna odłamu z płaszczyzną pionową,

$\beta$  — kąt, który tworzy płaszczyzna nasypu ziemi z poziomem w przypadkach, gdy nasyp wznosi się ponad murem oporowym.

$\gamma$  — ciężar właściwy ziemi.

Rozpatrzmy 4 następujące przypadki:

I. Wewnętrzna krawędź muru oporowego jest pionowa, powierzchnia nasypu pozioma, kąt  $\beta = 0$

1) fig. 164  $h = 0, \quad \alpha = 45^\circ - \frac{\varphi}{2}, \quad E = \frac{1}{2} \gamma H^2 \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right); \quad e = \frac{H}{3}$

2) fig. 165  $h \neq 0, \quad E = \frac{1}{2} \gamma H (H + 2h) \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right); \quad e = \frac{H}{3} \cdot \frac{H + 3h}{H + 2h}$

II. Ścianka z wewnętrzną krawędzią pionową i z nasypem wyżej ścianki do wysokości  $b$  (fig. 166).

$$E = \frac{\gamma (H + b)^2 \operatorname{tg} \alpha - a \gamma b}{2 \operatorname{tg} (\alpha + \varphi)}$$

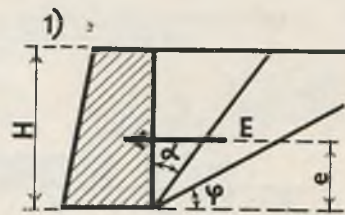


Fig. 164.

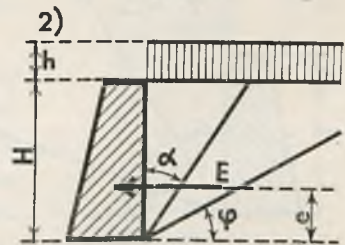


Fig. 165.

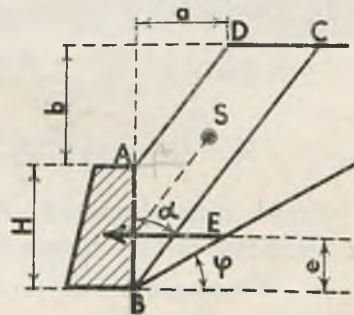


Fig. 166.



$$\operatorname{tg} \alpha = -\operatorname{tg} \varphi + \sqrt{(1 + \operatorname{tg}^2 \varphi) \left[ 1 + \frac{ab}{(H+b)^2 \operatorname{tg} \varphi} \right]}$$

dla  $\frac{a}{b} = \frac{3}{2}$  mamy

$$\operatorname{tg} \alpha = -\operatorname{tg} \varphi + \sqrt{(1 + \operatorname{tg}^2 \varphi) \left[ 1 + \frac{3b^2}{2(H+b)^2 \operatorname{tg} \varphi} \right]}$$

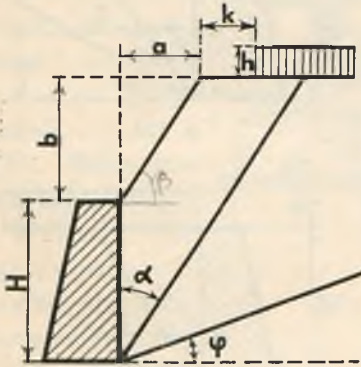


Fig. 167.

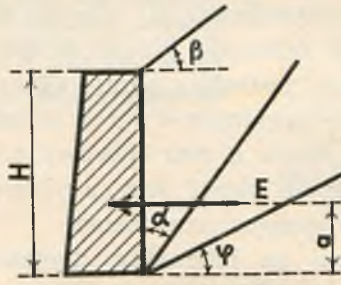


Fig. 168.

Punkt zaczepienia siły  $E$  możemy określić w następujący sposób. Znajdujemy środek ciężkości  $S$  odłamku ziemi  $ABCD$  i rzutujemy go równoległe do płaszczyzny odłamku  $CB$ . Rzut środka ciężkości  $S$  na płaszczyznę  $AB$  będzie punktem zaczepienia siły  $E$  (fig. 166).

III. Przypadek poprzedni z dodaniem obciążenia ruchomego  $h$  (fig. 167).

$$E = \gamma \cdot \frac{A \operatorname{tg} \alpha - B}{\operatorname{tg}(\alpha + \varphi)}; \operatorname{tg} \alpha = -\operatorname{tg} \varphi + \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \varphi + \frac{2B}{A \sin 2\varphi}}$$

$$A = (H + b) \left[ \frac{H + b}{2} + h \right], \quad B = \left( ah + \frac{ab}{2} + kh \right).$$

Punkt zaczepienia siły  $E$  znajduje się, jak w przypadku poprzednim z uwzględnieniem obciążenia na nasypie.

IV. Wysokość  $b$  nasypu nieograniczona (fig. 168).

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{-\operatorname{tg} \varphi + \sqrt{\sec^2 \varphi - \frac{2 \operatorname{tg} \beta}{\sin 2\varphi}}}{1 - \frac{2 \operatorname{tg} \beta}{\sin 2\varphi}}$$

$$E = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cos \beta \frac{\sin \alpha}{\cos(\alpha + \beta) \operatorname{tg}(\alpha + \varphi)}$$

$$\text{jeżeli } \beta = \varphi; \alpha = 90 - \varphi; E = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cos^2 \varphi; e = a = \frac{H}{3}$$

## § 52. Wyznaczenie wymiarów przyczółków.

Wymiary przyczółka wyznaczamy zwykle na zasadzie wzorów empirycznych, i następnie przyczółek o zadanych wymiarach sprawdzamy na wytrzymałość oraz stateczność. Co do głównych wymiarów mówiliśmy już poprzednio.



Tutaj jeszcze wskażemy, jaką praktycznie przyjmujemy grubość przedniej ścianki przyczółka w zależności od jej wysokości i od grubości skrzydeł. Jeżeli przez  $H$  oznaczymy wysokość ścianki od góry, t. j. od stopy szyny w mostach kolejowych i od powierzchni nawierzchni w mostach drogowych do danego przekroju, zaś grubość jej w danym przekroju oznaczymy przez  $b$ , to można w przybliżeniu przyjmować, że  $b = (0,50 \text{ do } 0,75) H$ , przy tym niższa granica może być przyjęta dla mostów drogowych, dla których obciążenie ruchome jest znacznie mniejsze, niż dla mostów kolejowych. Grubość skrzydeł  $b = (0,35 \text{ do } 0,40) H$ , przy tym w miejscu, gdzie skrzydła stykają się ze ścianką przednią, grubość ich czasami robi się taka sama jak przedniej ścianki (fig. 134 a).

Ciśnienie od ciężaru ruchomego, postawionego na odłamie nasypu nie będzie jednakowe na różnych wysokościach  $H$  przyczółka. Dla górnych części będzie to ciśnienie większe, zaś dla dolnych będzie mniejsze, gdyż ciśnienie tam będzie się rozkładać na większą płaszczyznę (fig. 170).

Ciśnienie poziome na jednostkę płaszczyzny na dowolnej głębokości, jak wiadomo z teorii ciał sypkich wyraża się wzorem:

$$E = \gamma h \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \dots \dots \dots (a)$$

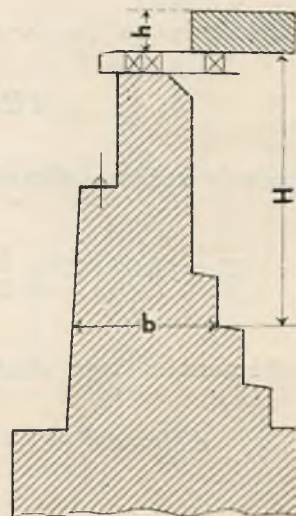


Fig. 169.

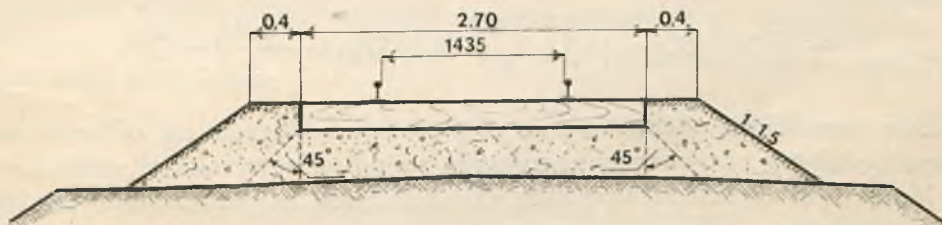


Fig. 170.

$h$  oznacza tutaj, jak już wyżej było wskazane, grubość warstwy ziemi, która wywiera to samo ciśnienie na odłam ziemi, jak i ciężar ruchomy.

Jeżeli ciężar ruchomy oznaczymy przez  $P$ , przez  $l$  i przez  $b$  odpowiednio długość i szerokość podstawy, na którą ciśnienie ten ciężar  $P$ , to otrzymamy, że

$$\gamma b l h = P, \text{ czyli } h = \frac{P}{\gamma b l}$$

Ciśnienie zaś na jednostkę kwadratową  $p_0 = \gamma h$ . Ponieważ przyjmujemy, że ciśnienie w nasypie ziemi rozpościera się pod kątem  $45^\circ$ , to na podstawie wzoru (a) otrzymamy, że na głębokości  $H$  ciśnienie poziome na jednostkę kwadratową, będzie

$$E' = \gamma h \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \frac{b}{b + 2H}.$$

Ciśnienie na pas o długości jednego metra i wysokości  $dH$  będzie

$$dE' = \gamma h \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \frac{b}{b + 2H} \cdot dH,$$

ciśnienie zaś na całkowitą wysokość  $H_0$  otrzymamy:

$$E' = \gamma h \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) b \int_0^{H_0} \frac{dH}{b + 2H} = \gamma h \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \frac{b}{2} \ln \left( 1 + \frac{2H_0}{b} \right).$$

Moment od tego ciśnienia otrzymamy tak:

$$dM = dE' (H_0 - H) = \gamma h \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \frac{b}{b + 2H} (H_0 - H) dH$$

$$\text{Całkowity moment } M = \gamma h \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) b \int_0^{H_0} \frac{H_0 - H}{b + 2H} dH =$$

$$= \gamma h \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) b \left[ \frac{b + 2H_0}{4} \ln \left( 1 + \frac{2H_0}{b} \right) - \frac{H_0}{2} \right] =$$

$$= \gamma h \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) b \left[ \frac{b + 2H_0}{4} 2,303 \lg \left( 1 + \frac{2H_0}{b} \right) - \frac{H_0}{2} \right]$$

Siłę, powstającą od hamowania obciążenia ruchomego na odłame nasypu będziemy przyjmować zaczepioną na połowie wysokości odłamu.

Mając tym sposobem wszystkie siły działające na przyczółek i punkty ich zaczepienia, obliczenie przyczółka przeprowadzamy dla następujących przypadków obciążenia:

1) Przyczółek wybudowany, nasyp wykończony, obciążenie ruchome rozłożone na odłame nasypu, —prześła na przyczółku niema.

2) Most wykończony, obciążenie ruchome rozłożone na prześle tak, że daje największą reakcję; siła hamowania zaczepiona na poziomie górnej krawędzi ciosu podporowego.

3) Most wykończony. Obciążenie ruchome znajduje się na odłame nasypu. Siła hamowania od obciążenia ruchomego, znajdującego się na odłame nasypu, działa na przyczółek,

Siły pionowe od ciężaru własnego, działające na daną płaszczyznę poziomą przyczółka, najprościej otrzymamy, dzieląc przekrój podłużny przyczółka na czworoboki prostokątne i na trójkąty prostokątne, gdyż to nam daje proste obliczenie tak pól tych części, jak i położenia ich środków ciężkości. Na fig. 171 podział ten jest pokazany częściowo.

Sprawdźmy przekrój przyczółka  $A-B$ , t. j. znajdziemy stateczność przyczółka w tym przekroju, oraz naprężenie w murze. Oznaczając odpowiednio przez  $P_i$  siły pionowe, przez  $p_i$  ich odległości od krawędzi  $A$ , możemy napisać, że wypadkowa sił pionowych  $P = \sum P_i$  znajduje się od krawędzi  $A$  w odległości

$$p = \frac{\sum P_i p_i}{\sum P_i}$$

Dalej, jeżeli siły poziome oznaczymy przez  $E_i$  i ich odległości od przekroju  $A-B$  przez  $e_i$ , to odległość wypadkowej  $E = \sum E_i$  od przekroju  $A-B$  będzie

$$e = \frac{\sum E_i e_i}{\sum E_i}$$

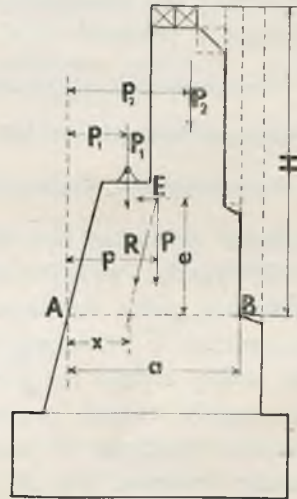


Fig. 171.

wypadkowa  $R$  sił  $P$  i  $E$  przetnie przekrój  $AB$  od krawędzi  $A$  w odległości

$$x = \frac{\sum P_i p_i - \sum E_i e_i}{\sum P_i}$$

Mając położenie środka ciężkości przekroju  $AB$ , znajdziemy odległość wypadkowej  $R$  od środka ciężkości pola przekroju  $AB$ . Odległość tę oznaczymy przez  $d$ , wtedy możemy napisać, że naprężenie w murze w przekroju  $AB$  będzie:

$$1) \sigma_a = \frac{P}{\omega} + \frac{P d z_1}{I} \quad 2) \sigma_b = \frac{P}{\omega} - \frac{P d z_2}{I}$$

gdzie  $\omega$  oznacza pole przekroju  $AB$ ,  $I$  moment bezwładności przekroju,  $z_1$  i  $z_2$  odległości od środka ciężkości do krawędzi odpowiednio  $A$  i  $B$ .

Wprowadzając promień bezwładności  $i = \sqrt{\frac{I}{\omega}}$ , wzory te możemy napisać:

$$\sigma = \frac{P}{\omega} \left( 1 \pm \frac{\omega \cdot d \cdot z}{I} \right) = \frac{P}{\omega} \left( 1 \pm \frac{d \cdot z}{i^2} \right)$$

Dla przekroju  $AB$  prostokątnego o krawędzi  $a$  mamy:

$$i^2 = \frac{a^2}{12}; \quad z_1 = z_2 = \frac{a}{2} \quad \text{i} \quad \sigma = \frac{P}{\omega} \left( 1 \pm \frac{6d}{a} \right)$$



Jeżeli ma miejsce rozciąganie

$$\sigma_r = \frac{P}{\omega} \left( 1 - \frac{dz}{l^2} \right), \text{ które}$$

nie jest większe niż  $2,5 \text{ kg/cm}^2$ , to grubość przyczółka w przekroju  $AB$  jest dostateczna, w przeciwnym razie grubość tę należy zwiększyć. Zaznaczamy, że odległość  $x$  powinna być przy tym nie mniejsza niż  $0,25AB$ , chociażby warunek  $\sigma_r \leq 2,5 \text{ kg/cm}^2$  był spełniony.

Współczynnik stateczności na wywracanie  $m = \frac{\sum P_l p_l + \sum E' e'}{\sum E_l e_l}$  powinien być równy lub większy od 1,5.

Współczynnik stateczności na przesuwanie  $n = \frac{f \sum P_l + \sum E'}{\sum E_l}$  również powinien być większy lub równy 1,5.

W liczniku wyżej napisanych wzorów wyrazy  $\sum E' e'$  i  $\sum E_l e_l$  oznaczają momenty i siły, działające poziomo, lecz odwrotnie do sił  $E_l$ . Są to siły pożyteczne — przeciwdziałające siłom destrukcyjnym. Przyjmując np. parcie wody z dołu do góry, otrzymamy również parcie wody poziome; przy zanurzeniu części przyczółka np. fundamentu w gruncie, otrzymujemy ciśnienie poziome  $E'$  ziemi, znajdującej się z przodu fundamentu. Te siły należy dodawać do sił utrzymujących, nie zaś odejmować od sił przesuwających, lub wywracających.

Współczynnik  $f$  tarcia dla muru przyjmujemy równym 0,7, zaś dla tarcia muru o grunt  $f = (0,3 \text{ do } 0,4)$ .

Obliczenia wyżej wskazanego charakteru należy wykonać dla wszystkich przekrojów, gdzie przyczółek zmienia swą grubość. Przy wysokiej niszy łożyskowej przednia ścianka przyczółka na wysokości niszy może też zmieniać swą grubość (fig. 9).

Obliczając przyczółki ze skrzydłami równoległymi do osi mostu, możemy przyjmować, że przednia ścianka wraz ze skrzydłami tworzą jedną całość i wtedy parcie ziemi liczyć należy na całą szerokość przyczółka, lub też możemy założyć, że skrzydła są oderwane od przedniej ścianki przyczółka i wtedy przyjmować, że na ściankę działa tylko część ziemi, znajdująca się pomiędzy skrzydłami.

Ciśnienie na grunt fundamentu obliczamy zupełnie tak samo, jak w dowolnym przekroju przyczółka, tylko tutaj nie uwzględniamy naprężeń rozciągających, gdyż pomiędzy fundamentem, a ziemią niema żadnej przyczepności. Jeżeli się otrzymują rozciągania, to zakładamy, że tylko ta część pola fundamentu pracuje, na której naprężenia się zmieniają od największych ściskających do zera.

Ciśnienie na grunt przyjmuje się różne, w zależności od rodzaju gruntu, a także od głębokości założenia fundamentu: im głębiej zakładamy fundament, tym większe ciśnienie możemy dopuścić na ten sam grunt.

Przy głębokim fundowaniu podpór możemy np. na zwykłą glinę dopuścić ciśnienie do  $10 \text{ kg/cm}^2$ .

Najmniejsza głębokość założenia fundamentu na zwykłych gruntach powinna być nieco większa od głębokości przemarzania gruntu. Od tej zasady możemy odstąpić tylko w przypadku, gdy zakładamy fundamenta na skale. Wtedy możemy usunąć tylko warstwę skały zwietrzałą i na niej założyć fundament. Głębokość przemarzania u nas powinna być przyjmowana, w zależności od strefy, od 1,5 m do 1,75 m.

Następnie, zakładanie fundamentu powinno być robione na takiej głębokości, aby nie było niebezpieczeństwa podmycia podpory, o ile jakim innym sposobem nie zabezpieczymy jej od podmycia.

Głębokość  $h$  założenia fundamentu możemy sprawdzić według wzoru np. Paukera:  $h = m H \operatorname{tg}^1 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$ , w którym to wzorze  $m$  jest współczynnik pewności, równy nie mniej niż 1,75,  $H$  wysokość warstwy ziemi, wywierającej to samo największe ciśnienie na grunt, jak i podpora, zaś  $\varphi$  kąt naturalnego stoku ziemi.

Wyżej wskazane obliczenia przeprowadzamy przy fundamentach położonych bezpośrednio na gruntach.

Przy posadach palowych obliczenia będzie się nieco różnić

**§ 53. Obliczenie posady palowej.**

Mając wypadkową sił pionowych  $P$  i poziomych  $E$  znajdujemy przede wszystkim liczbę  $n$  pali, wychodząc z dopuszczalnego obciążenia  $p$  na jeden pal  $n = \frac{P}{p}$

Następnie robimy wykres ciśnień na grunt, jak gdyby pali nie było. Wykres ten przedstawia się, jak pokazane na fig. 172. Przyjmując pewną odległość pomiędzy palami (np. od 1,0 m do 1,50 m) w poprzek fundamentu, otrzymamy liczbę pali, którą musimy pomieścić wzdłuż fundamentu (wzdłuż osi mostu).

Niech liczba ta będzie  $m$ . Pole wykresu ciśnień na grunt dzielimy na  $m$  równych pól i pale umieszczamy w środkach ciężkości tych pól. Otrzymamy nierównomierne rozłożenie pali, a mianowicie, w pobliżu krawędzi  $B$  pale będą rozłożone gęściej, zaś ku krawędzi  $A$  odległość między palami będzie się stopniowo zwiększała.

Pierwszy rząd pali zwykle rozmieszczamy w odległości około 0,3 m do 0,5 m do krawędzi fundamentu (fig. 173), zaś największą odległość od krawędzi  $A$

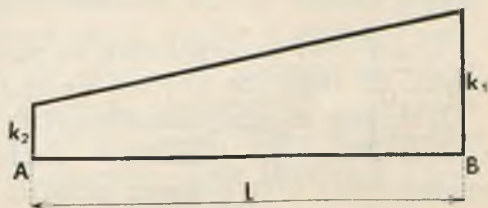


Fig. 172.

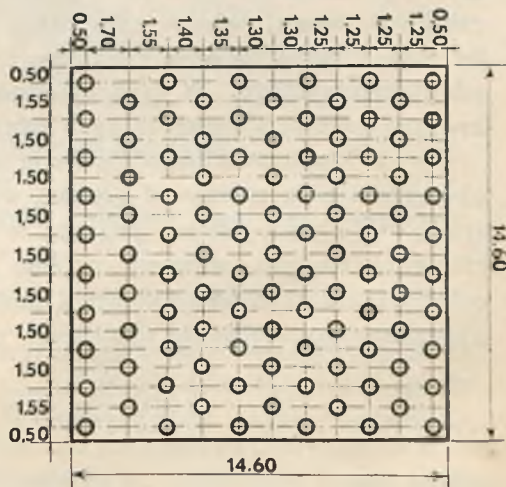


Fig. 173.



do osi pali dajemy około 0,5 m do 0,6 m. Mając tym sposobem rozmieszczenie pali, sprawdzamy następnie, jakie otrzymuje się największe ciśnienie na pal.

Znajdujemy przeto położenie środka ciężkości  $C$  przekrojów wszystkich pali, następnie znajdujemy moment bezwładności  $I$  przekrojów tychże pali względem osi, przechodzącej przez  $C$  i równoległej do krawędzi  $B$ , przy tym moment bezwładności  $I$  możemy przyjąć z dostateczną ścisłością według wzoru:

$$I = \sum \omega \rho_i^2 = \omega \sum \rho_i^2$$

jeżeli przez  $\omega$  oznaczymy przekrój pala, zaś przez  $\rho_i$  odległość jego środka od osi  $C$ . Wtedy, oznaczając przez  $z$  odległość od osi  $C$  do skrajnego pala przez  $e$  odległość wypadkowej od tejże osi, otrzymamy ciśnienie na skrajny pal ze wzoru:

$$P_{\max} = \frac{P}{n} \pm \frac{P \cdot e \cdot z}{\sum \rho_i^2}$$

Jeżeli  $e = 0$ , to otrzymamy, że pale będą obciążone jednakowo. Dążymy zwykle do tego, aby  $e$  było o ile możności małe.

Obliczenie to przeprowadzamy przy różnych warunkach pracy przyczółka. Naturalnie jednakowe ciśnienie na wszystkie pale będzie miało miejsce tylko przy pewnym układzie sił, działających na przyczółek, przy innym układzie będzie ono inne. Dla układów sił, które mogą mieć tylko czasowy charakter, jak np.: przyczółek zbudowany, a nasypu za przyczółkiem niema, wtedy największe ciśnienie na pal może się otrzymać na pale skrajne od strony nasypu i nawet ciśnienie te może być większe od dopuszczalnego. W tych ostatnich przypadkach ciśnienie może przekraczać granice dopuszczalnych ciśnień do 25<sup>0</sup>/<sub>0</sub>, a nawet do 50<sup>0</sup>/<sub>0</sub>.

Oprócz dopuszczalnego ciśnienia na pal ze względu na jego przekrój, obciążenie pala zależy od gruntu, w który pal jest wbity, a raczej od trudności, z jaką pal się pogrąża w grunt. Aby otrzymać dopuszczalne ciśnienie na pal, wbijamy próbne pale i mierzymy osiadanie  $e$  pala od ostatnich uderzeń baby kafara i następnie, według wzoru np. Eytelweina określamy dopuszczalne obciążenia pala  $P$

$$P = \frac{Q^2 h}{m e (Q + q_1 + q_2)} + \frac{Q + q_1 + q_2}{m};$$

we wzorze tym  $Q$  oznacza ciężar baby,  $h$  wysokość spadu baby,  $q_1$  i  $q_2$  ciężar pala i nadstawki, za pomocą której wbijamy pal,  $e$  osiadanie pala od ostatniego uderzenia (zwykle średnie od ostatnich 10 uderzeń),  $m$  współczynnik pewności równy (4 do 8) dla kafarów maszynowych i 25 dla kafarów ręcznych.

Wzór powyższy można stosować, o ile  $e$  jest większe od 6 mm t. j. gdy praca, która traci się na sprężysty skrót pala, jest bardzo mała w porównaniu z pracą pożyteczną, t. j. idącą na wpał pala. Dla  $e \leq 6$  mm  $P$  otrzymuje się zbyt duże i dla tych przypadków lepiej korzystać ze wzorów innych np. Weisbacha lub Wellingtona.



$$\text{Wzór Weisbacha: } P = \frac{E \omega e}{ml} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2hlQ}{E \omega e^2}} \right];$$

we wzorze tym  $E$  jest współczynnik sprężystości materiału pala,  $l$  długość pala,  $\omega$  przekrój pala, inne wielkości oznaczają to samo, co we wzorze Eytelweina.

Wzór Wellingtona\*) jest znacznie prostszy od dwóch pierwszych wzorów i daje niezłe rezultaty: 
$$P = \frac{2Qh}{m(e+1)};$$

we wzorze tym  $e$  jest średni węd pala od sześciu ostatnich uderzeń baby i wyraża się w calach,  $h$  w stopach  $Q$  zaś w tonach, wszystko w miarach angielskich. Z nowszych wzorów możemy przytoczyć wzór Dörra.

Wzór ten jest więcej skomplikowany od innych wzorów, oparty jest na tarcu, jakie się otrzymuje na bocznej powierzchni pala wbitego w grunt na pewną głębokość. Ponieważ siła tarcia zależna jest od nacisku gruntu na powierzchnię pala i od współczynników tarcia gruntu o materiał pala, które to współczynniki nie są nam ściśle znane, jak również nie mamy danego ściśle ciśnienia naturalnego gruntu na powierzchnię pali przeto na wzór ten należy patrzeć z pewnym krytycyzmem. Wszystkie powyższe wzory dają pewne wskazówki orientacyjne. Wzór Dörra jak i inne został sprawdzony praktycznie i dał wyniki zadawalające.

Jeżeli oznaczymy przez:

$T$  — nośność pala, równą dopuszczalnemu obciążeniu

$l$  — długość części pala tkwiącej w gruncie

$F$  — przekrój poprzeczny pala,

$U$  — obwód pala

$\gamma$  — ciężar gatunkowy gruntu, w którym pal tkwi

$\varphi$  — kąt naturalnego stoku gruntu,

to dla pali o przekroju stałym wbijanych kafarami wzór ten ma następującą postać:

$$T = \gamma \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{2} + \frac{\varphi}{2} \right) Fl + \frac{1}{2} \mu \gamma (1 + \operatorname{tg}^2 \varphi) Ul^2.$$

Pierwszy wyraz w tym wzorze daje odpór gruntu wywierany na dolny przekrój pala, drugi zaś wyraża siłę tarcia gruntu o boczną powierzchnię pala. Przy gruntach spulchnionych lub nasypanych należy w drugiej części wzoru wyraz  $(1 + \operatorname{tg}^2 \varphi)$  zastąpić przez  $\operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$ , t. j. przez czynne parcie ziemi na pal.

Jeżeli grunt składa się z różnych warstw przez które przechodzi pal wbijany, to, oznaczając te warstwy przez  $a, b, c \dots n$  i odpowiednio do tych warstw przez:  $l_a, l_b, l_c \dots l_n$  długości odcinków pala tkwiących w tych warstwach, zaś przez  $\gamma_a, \gamma_b, \gamma_c \dots$  ciężary gatunkowe tych warstw gruntu, przez  $\varphi_a, \varphi_b, \varphi_c \dots$  i  $\mu_a, \mu_b, \mu_c \dots$  odpowiednio kąty naturalnego stoku i współczynniki tarcia, wzór Dörra otrzymamy w postaci:

\*) Milo S. Ketchum, C. E. Structural engineers handbook. Wydanie 1918 r.

$$T = \gamma_a \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{2} + \frac{\varphi_a}{2} \right) F l_a + \frac{1}{2} \mu_a \gamma_a (1 + \operatorname{tg}^2 \varphi_a) U l_a^2 + \gamma_b \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_b}{2} \right) F l_b + \\ + \mu_b \gamma_b (1 + \operatorname{tg}^2 \varphi_b) U \left( l_a + \frac{1}{2} l_b \right) l_b + \gamma_c \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2} \right) F l_c + \mu_c \gamma_c (1 + \operatorname{tg}^2 \varphi_c) \\ U \left( l_a + l_b + \frac{1}{2} l_c \right) l_c + \dots + \gamma_n \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_n}{2} \right) F l_n + \mu_n \gamma_n (1 + \operatorname{tg}^2 \varphi_n) \\ U \left( l_a + l_b + l_c + \dots + \frac{1}{2} l_n \right) l_n.$$

Dla pali stożkowych wbijanych cienkim końcem kafarem, wzór będzie taki:

$$F = \gamma_a \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_a}{2} \right) (v_a + \mu_a S_a) + \gamma_b \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_b}{2} \right) (v_b + \mu_b S_b) + \text{i t. d.}$$

We wzorze ostatnim  $v_a, v_b, v_c, \dots$  oznaczają objętości odcinków pala o długościach  $l_a, l_b, l_c, \dots$ , zaś  $S_a, S_b, S_c, \dots$  momenty statyczne względem górnego poziomu gruntu odcinków bocznej powierzchni pala.

Współczynniki  $\gamma, \varphi$  i  $\mu$ , wchodzące do wzorów Dörra można przyjmować według tabeli:

R o d z a j g r u n t u	Ciężar gat. $\gamma$ t/m <sup>3</sup>	Kąt natural. stoku $\varphi$	Współczyn. tarcia $\mu$ .
Ziemia roślinna sucha . . . . .	1,4	35° — 40°	0,2
„ „ owilgot. naturalnej . . . . .	1,6	40° — 45°	0,1
„ „ nasycona wodą . . . . .	1,8	27°	0,1
Piasek sypki suchy . . . . .	1,58 — 1,65	30° — 35°	0,5
„ o wilgotności naturalnej . . . . .	1,8	35° — 40°	0,4
„ nasycony wodą . . . . .	2,0	20° — 25°	0,3
„ zmieszany z ziemią ro- ślinną lub gliną suchą . . . . .	1,65 — 1,75	38° — 40°	0,4
Gлина sucha . . . . .	1,5	40° — 45°	0,5
„ mokra . . . . .	1,9	20° — 25°	0,2
łł suchy . . . . .	1,6	40° — 45°	0,5
łł mokry . . . . .	2,0	20° — 25°	0,2
Żwir suchy . . . . .	1,8 — 1,85	35° — 40°	0,6
Żwir mokry . . . . .	1,86	25°	0,5
Żwił bardzo grubo ziarnisty . . . . .	1,8	30°	0,5
Otoczaki kanciaste . . . . .	1,8	45°	0,7
Otoczaki zaokrąglone . . . . .	1,8	30°	0,4

Jak widać z powyższego wzory Dörra są skomplikowane, oparte na wielu współczynnikach i dlatego też nie bardzo bym je polecał stosować do obliczenia nośności pali.

Może się czasem okazać, że przy próbnym wbijaniu pali  $e$  otrzymuje się zbyt duże, wtedy zaleca się brać średnie znaczenie  $e$ , które otrzy-

muje się, gdy po wbiciu już wszystkich pali, niektóre z nich w różnych miejscach wypróbujemy, Zwykle wtedy okazuje się, że wielkość  $e$  znacznie się zmniejsza, przede wszystkim dlatego, że grunt przez wbicie pali otrzymał się znacznie więcej zwartym, a następnie grunt po pewnym postoju pali od momentu wbicia silnie zaciąga pale.

Ponieważ pale w większości przypadków wykazują opór przez tarcie o grunt, przeto dopuszczalne ciśnienie na pale jest proporcjonalne do średnicy pali.

Pod względem stałości podpór fundamentowanie na palach, o ile tylko pale są należycie wbite, zajmuje pierwsze miejsce. Podpory na palach nie osiadają nawet w pierwszym momencie po ich ukończeniu. Tego nie można powiedzieć o posadach kesonowych i innych.

#### § 54. Obliczenie przyczółków mostów rozporowych.

Wyżej rozpatrywaliśmy obliczenie przyczółków mostów belkowych. Obecnie rozpatrzemy jeszcze obliczenie przyczółków mostów rozporowych (fig. 174).

Rozpatrzmy trzy następujące przypadki:

##### 1) Stan czasowy.

Przyczółek wykończony, nasyp za przyczółkami wzniesiony i obciążenie ruchome rozłożone na odłamie nasypu, — przesła na przyczółkach brak.

2) Przyczółek wykończony, nasyp za przyczółkiem wzniesiony, przesła ustawione, lecz nie obciążone ciężarem ruchomym

3) Przyczółek wykończony, nasyp za przyczółkiem wzniesiony, przesła postawione i obciążone ciężarem ruchomym.

Siła od hamowania, zaczepiona do przegubu łożyska, działa na przyczółek.

Przypadek pierwszy niczym nie będzie się różnił od przypadku pierwszego rozpatrzonego w mostach belkowych. Będzie to stan czasowy, przeto w tym przypadku naprężenia w murze, jak również i ciśnienia na posadę, mogą być nieco większe od dopuszczalnych.

W trzecim przypadku będziemy mieli oprócz sił pionowych, jeszcze siłę poziomą od rozporu i od hamowania. Siły te są skierowane w stronę nasypu, zaś parcie ziemi działa w stronę odwrotną.

Parcia ziemi biernego uwzględniać nie będziemy, lecz tylko czynne.

Stateczność w tym drugim przypadku będziemy sprawdzać przede wszystkim na zsuwanie w poziomie dolnej krawędzi ciosu podporowego po linii  $mn$  fig. 174.

O ile stateczność na wywracanie w tym przekroju jest zawsze zabezpieczona, to stateczność na zsuwanie może być niedostateczna. Można

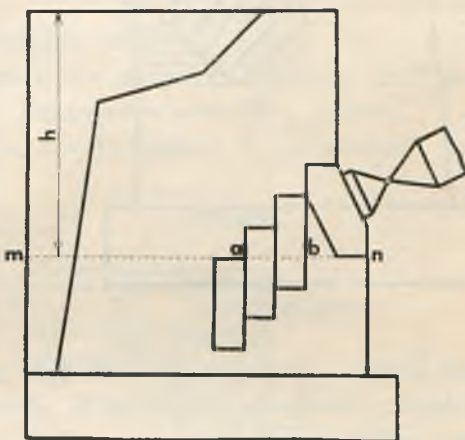


Fig. 174.



było ją zwiększyć przez pogrubienie przyczółka, co jednak zwiększa zazwyczaj objętość muru i zwiększa przeto kosztą budowy. Zamiast więc zwiększać ciężar górnej części, położonej ponad przekrojem mn (fig. 174) należy zmusić część muru do pracowania na ścinanie przez zastosowanie albo kamieni pionowych, jak to pokazano na fig. 174, albo też przez zastosowanie murów pochyłych czyli sklepionych, założonych w przyczółku, gdzie również oprócz tarcia będziemy mieli ścinanie (fig. 175).

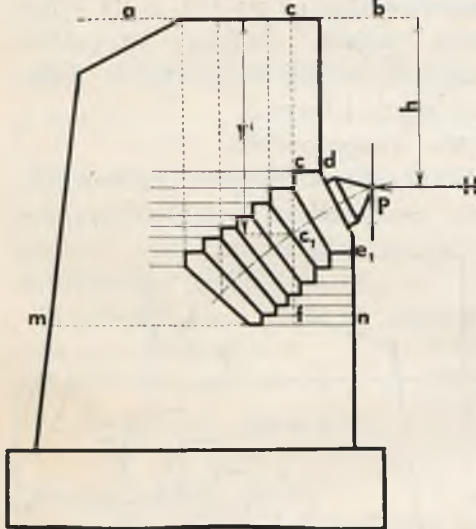


Fig. 175.

przyczółka, spoczywająca na tym sklepieniu, spycha krzywą ciśnień ku dołowi. Sklepienie to na tyle opuszczamy w dół przyczółka, aż ciężar przyczółka ponad dolną krawędzią sklepienia na przekroju mn, wraz ze składową pionową od reakcji dźwigara nie uczyni zadość równaniu:

$$m = \frac{f \sum P_i + E_i}{H} \geq 1,5, \text{ przy } f = 0,7.$$

By otrzymać jakąkolwiek rzędną  $y_i$  linii ciśnień od linii odciętej  $ab$ , mamy wzór 
$$y_i = \frac{H h + \sum P_i p_i}{H}$$

We wzorze tym  $H$  oznacza rozpór,  $h$  — odległość od poziomu  $ab$  do przegubu łożyska,  $P$  siły pionowe z prawa od przekroju  $cf$  i wyżej sklepienia oraz część sklepienia  $cde_1$   $p_i$  odległości sił  $P_i$  od przekroju  $cf$ . Na podstawie tego wzoru znajdujemy cały szereg rzędnych  $y_i$  i punktów  $c$ .

Mając punkty  $c_i$  i łącząc je, otrzymujemy krzywą, do której normalnie przeprowadzamy szwy sklepienia. Grubość zaś jego naznaczymy tak, aby naprężenie na ściskanie nie przekraczało granic dopuszczalnych dla kamienia, z którego dajemy to sklepienie. Sklepienie to zwykle robimy z muru ciosowego. Nie wykluczony jest w tych przypadkach i dobry beton.

W przypadku pierwszym współczynnik stateczności otrzymujemy ze wzoru:

$$m = \frac{f \sum P_i + E + F k_i}{H}$$

gdzie  $\sum P_i$  oznacza siły pionowe, działające na przekrój przyczółka mn.  $E$  parcie ziemi na część przyczółka ponad przekrojem mn,  $F$  przekrój kamieni pionowych, ścinanych na długości  $ab$ , i  $k$  dopuszczalne naprężenie dla kamieni na ścinanie, które może być przyjęte około  $2,5 \text{ kg/cm}^2$ . W drugim przypadku poza ciosem podporowym robimy sklepienie, któremu nadajemy kształt według linii ciśnień, przyjmując, że górna część

Ciśnienie na posadę przyczółka określamy w ten sam sposób, jak i w mostach belkowych.

Oczywiście, że stosownie do trzech przypadków obliczenia, otrzymamy tutaj trzy wykresy ciśnień na grunt, a zatem i na pale, jeżeli posadowienie jest palowe.

Wykresy tych ciśnień na grunt przedstawiają się w postaci trzech linii prostych, jak to jest pokazane na fig. 176. Położenie pali powinno odpowiadać tym trzem przypadkom obciążeń mostu, przy tym przy stanie drugim i trzecim ciśnienie na grunt lub na pale nie powinno przekraczać granic dozwolonych.

### § 55. Przykład.

Obliczenie przyczółka. Mamy następujące dane.

Wysokość przyczółka od stopy szyny do odsadzki fundam. 5,25 m.  
Rozpiętość teoretyczna mostu 26 m. Pochylenie przedniej ścianki  $25/1$ .  
Grubość skrzydeł na końcach 1,0 m, i u podstawy w połączeniu ze ścianką przednią 1,9 m,

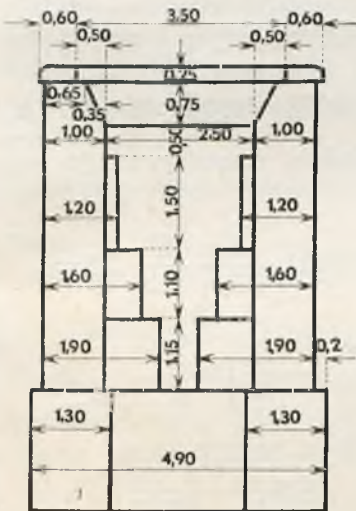


Fig. 177 a.

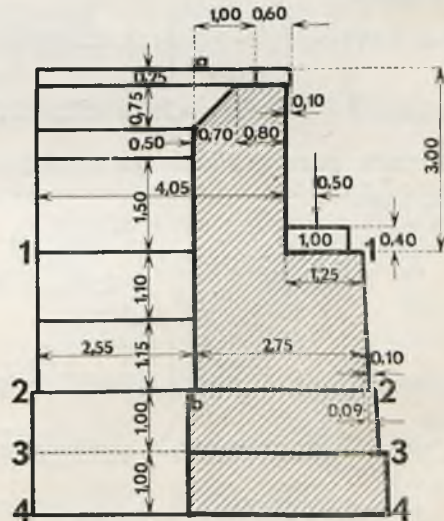


Fig. 177 b.

Szerokość przyczółka 4,50 m.

Ciężar  $1 \text{ m}^3$  muru 2200 kg.

Ciężar  $1 \text{ m}^3$  ziemi 1800 kg.

Kąt naturalnego stoku ziemi  $\varphi = 35^\circ$ .

Parcie ziemi  $E = \frac{1}{2} 1800 \text{ tg}^2 27.5^\circ H^2 = 243.9 H^2 \text{ kg}$ .

Ramię parcia ziemi od dołu przekroju  $e = \frac{H}{3}$  m.

Ciśnienie od budowy wierzchniej na przyczółek  $A_p$  i od obciążenia pociągiem, dającym największe ciśnienie na podporę,  $A_q$  równają się:

$$A_p = 31,0 \text{ t.} \quad A_q = 182,3 \text{ t.}$$

Ciśnienie poziome, stosownie do wskazówek na str. 168 od obciążenia ruchomego, rozłożonego na odcinku nasypu, rozpatrujemy jako zmienne w zależności od głębokości, na której to ciśnienie rozpatrujemy. Ciśnienie na jednostkę płaszczyzny ściany przyczółka na dowolnej głębokości będzie  $k = \gamma h \operatorname{tg}^2 27,5^\circ = 0,271 \gamma h \text{ kg}$ . Jeżeli długość podkładu będzie  $b$ , to ciśnienie to na głębokości  $H$  będzie:

$$k' = k \frac{b}{b + 2H} = \gamma h 0,271 \frac{b}{b + 2H}.$$

Przy  $b = 2,7$  m i przy odległości między skrajnymi osiami parowozu 6 m mamy:  $\gamma h = p = \frac{125000}{2,7 \times 6,0} = 7716 \text{ kg/m}^2$ .

Ciśnienie na wysokość przyczółka  $H_0$  na jeden metr szerokości będzie się równać:

$$\begin{aligned} E' &= 0,271 \times \frac{2,7}{2} \gamma h l_n \left[ 1 + \frac{2}{2,7} H_0 \right] = 0,366 \times 7716 \times l_n (1 + 0,74 H_0) = \\ &= 2824 l_n (1 + 0,74 H_0) = 2824 \times 2,303 l_g (1 + 0,74 H_0) = 6504 l_g (1 + 0,74 H_0). \end{aligned}$$

Moment parcia ziemi od obciążenia względem rozpatrywanego przekroju będzie:

$$\begin{aligned} M' &= p \times 0,271 \times 2,7 \int_0^{H_0} \frac{H_0 - H}{2,7 + 2H} dH = 5646 \int_0^{H_0} \frac{H_0 - H}{2,7 + 2H} dH = \\ &= 5646 \left[ \frac{2,7 + 2H_0}{4} l_n \left( 1 + \frac{2H_0}{2,7} \right) - \frac{H_0}{2} \right] = \\ &= 5646 [(0,675 + 0,5 H_0) l_n (1 + 0,74 H_0) - 0,5 H_0] = \\ &= 5646 [(0,675 + 0,5 H_0) 2,303 l_g (1 + 0,74 H_0) - 0,5 H_0]. \end{aligned}$$

Zakładamy, że siły od hamowania pociągu na moście są zaczepione na poziomie górnej powierzchni ciosów podporowych, przy tym nie przyjmujemy pod uwagę tych momentów, które powodują przeciążenie lub odciążenie przyczółków wskutek takiego założenia.

Na moście przy położeniu pociągu, dającego największe ciśnienie na podporę, mieszczą się dwa parowozy i tender razem przeto 314 t. Siła od hamowania będzie zatem 31,4 t.



Założenie pierwsze:

Pociągu na moście nie ma, a tylko na odłamie ziemi poza przyczółkiem; długość odłamu wyraża się wzorem:

$$a = H \operatorname{tg} \left[ \frac{90^\circ - \varphi}{2} \right] = H \operatorname{tg} 27,5^\circ = 0,521 H.$$

Obliczenie przeprowadzamy w dwóch założeniach:

1) Most jest nieobciążony. Na odłamie jest obciążenie ruchome i działa siła od hamowania na tym odłamie.

2) Most jest obciążony i na odłamie ziemi nie ma obciążenia ruchomego, siła od hamowania działa na przęśle.

Naprężenie w murze i stateczność obliczamy w dwóch przekrojach: 1) na poziomie niszy łożyskowej i 2) u podstawy ciała przyczółka. Przy tym przeprowadzamy obliczenie w dwóch założeniach: a) przednia ścianka oddzieliła się od skrzydeł (nastąpiło pęknięcie muru) i na nią działa parcie tylko tej części ziemi, która się znajduje pomiędzy skrzydłami, b) ścianka i skrzydła tworzą jedną całość i parcie ziemi działa na całej szerokości przyczółka.

#### Przekrój 1—1.

Ciężar poszczególnych części przyczółka, odległości (ramiona) ich środków ciężkości od przedniej krawędzi ścianki i momenty statyczne względem tej ścianki grupujemy w tablicę.

a) Ścianka przednia oddzielona od skrzydeł, na odłamie ziemi nie ma obciążenia.

Nazwa części	Objętość części m <sup>3</sup>	Ciężar gatunkowy kg/m <sup>3</sup>	Ciężar części kg	Ramiona części m	Momenta statyczne kgm
Gzyms	$2 \times 0,25 \times 0,6 \times 1,60 = 0,480$	2400	1152	0,700	806,4
Podkład	$2 \times 0,25 \times 0,2 \times 2,70 = 0,27$	800	216	0,300	64,8
Mur	$0,70 \times 0,75 \times 4,50 \times 0,5 = 1,181$	2200	2598	1,033	2683,7
	$0,8 \times 0,75 \times 4,50 = 2,700$	2200	5940	0,400	2376,0
	$1,50 \times 2,00 \times 4,50 = 13,500$	2200	29700	0,750	22275,0
	$0,70 \times 0,75 \times 1,65 \times 0,5 = 0,433$	2200	953	1,267	1207,5
Ziemia	$0,25 \times 1,00 \times 3,50 = 0,875$	1800	1575	1,000	1575,0
	$0,75 \times 0,70 \times 0,5 \times \frac{2,5 + 3,2}{2} = 0,748$	1800	1346	1,267	1705,4
	Razem		43480	0,752	32693,8 32694

Parcie ziemi na zakreskowaną płaszczyznę ścianki będzie (fig. 178).

$$E_1 = 243,9 \times 2,1 \times 3^2 = 4610 \text{ kg}; \quad e_1 = 1,00 \text{ m.}$$

$$E_2 = 243,9 \times 0,4 \times 1,5^2 = 220 \text{ kg}; \quad e_2 = 1,5 + 0,5 = 2,0 \text{ m.}$$

$$\Sigma Ee = 4610 \times 1,0 + 220 \times 2 = 5050 \text{ kgm,}$$

$$\Sigma E = 4610 + 220 = 4830 \text{ kg.}$$

Odległość wypadkowej od zewnętrznej krawędzi ścianki

$$x = \frac{32693,8 - 5050}{43480} = 0,636 \text{ m.}$$

Pole przekroju ścianki na poziomie niszy łożyskowej (fig. 179).

$$\omega = 4,5 \times 1,5 = 6,75 \text{ m}^2; \quad \text{promień bezwładności } i^2 = \frac{1,5^2}{12} = 0,1875 \text{ m}^2.$$

Mimośród wypadkowej:

$$d = 0,75 - 0,636 = 0,114 \text{ m.}$$

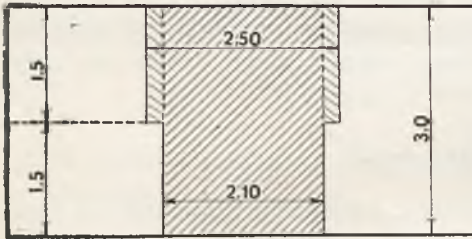


Fig. 178.

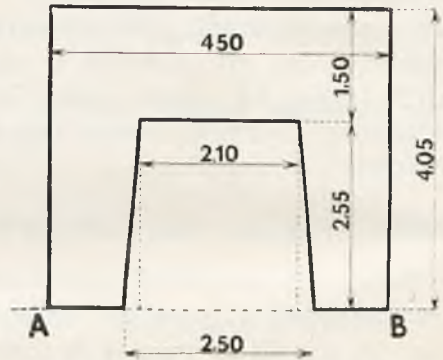


Fig. 179.

Naprężenia:

$$\sigma_e' = \frac{43480}{6,75} \left[ 1 + \frac{0,114 \times 0,75}{0,1875} \right] = 9378 \text{ kg/m}^2 = 0,94 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e'' = 6441 (1 - 0,456) = 3504 \text{ kg/m}^2 = 0,35 \text{ kg/cm}^2.$$

Współczynniki pewności na wywracanie  $m$  i na przesuwanie  $n$  będą:

$$m = \frac{32693,8}{5050} = 6,5; \quad n = \frac{0,7 \times 43480}{4830} = 6,3.$$

a') Na odłamie ziemi znajduje się obciążenie ruchome.

$$\text{Długość odłamu } a = 0,521 H = 0,521 \times 3,0 = 1,563 \text{ m.}$$

Na tej długości odłamu mieszczą się dwie osie parowozu, które dają siłę od hamowania 5,0 t zaczepioną w środku wysokości ścianki. Należy tutaj zwrócić uwagę, że odłam ziemi może mieć miejsce poza przyczółkiem, nie zaś w granicach przyczółka pomiędzy skrzydłami, gdyż pomiędzy skrzydłami jest duże tarcie o boczne ścianki skrzydeł. Ziemia pomiędzy skrzydłami jest tą warstwą, która oddaje ciśnienie otrzymane od parcia ziemi, znajdującej się bezpośrednio za skrzydłami przyczółka.

Siła od hamowania oddaje się na płaszczyznę  $4,5 \times 3,0 = 13,5 \text{ m}^2$ .

Na ściankę przeto odda się część tej siły równa:

$$\frac{5 \times 1000 \times (0,4 \times 1,5 + 2,1 \times 3,0)}{13,5} = 2556 \text{ kg.}$$

Moment tej siły jest  $M_0 = 2556 \times 1,5 = 3834 \text{ kgm.}$

Ciśnienie poziome na ściankę od obciążenia ruchomego:

$$E_1' = 6504 \lg [1 + 0,74 \times 1,5] \times 0,4 = 2602 \lg 2,11 = 2602 \times 0,32428 = \\ = 844 \text{ kg}$$

$$E_2' = 6504 \lg [1 + 0,74 \times 3,0] \times 2,1 = 13658 \lg 3,22 = 13658 \times 0,50786 = \\ = 6936 \text{ kg.}$$

Momenty tych sił poziomych będą:

$$M_1' = 5646 \times 0,4 \times \{[0,675 + 0,75] \times 2,303 \times 0,32428 - 0,75\} = \\ = 2258,4 [1,064 - 0,75] = 709 \text{ kgm.}$$

$$M_2' = 5646 \times 2,1 \{[0,675 + 1,5] \times 2,303 \times 0,50786 - 1,5\} = \\ = 11856,6 [2,54 - 1,5] = 12331 \text{ kgm.}$$

Odległość wypadkowej od zewnętrznej krawędzi ścianki:

$$x = \frac{32694 - 3834 - 709 - 12331 - 5050}{43480} = \frac{10770}{43480} = 0,248 \text{ m.}$$

Mimośród  $d = 0,750 - 0,248 = 0,502 \text{ m.}$

Suma momentów wywracających:

$$3834 + 709 + 12331 + 5050 = 21924 \text{ kgm.}$$

Suma sił poziomych:  $2556 + 844 + 6936 + 4830 = 15166 \text{ kg.}$

Naprężenia będą:

$$\sigma_e' = 6441 \left( 1 + \frac{0,75 \times 0,502}{0,1875} \right) = 6441 \cdot (1 + 2,008) = 19374 \text{ kg/m}^2 = 1,94 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e'' = 6441 \times (1 - 2,008) = -6493 \text{ kg/m}^2 = -0,65 \text{ kg/cm}^2.$$

Współczynniki pewności otrzymujemy:

$$m = \frac{32694}{21924} = 1,49, \quad n = \frac{0,7 \times 43480}{15166} = 2,01.$$

Współczynniki te wskazują, że stateczność ścianki na wywracanie w założeniu, że skrzydła się oderwały od ścianki przedniej jest nieco mniejsza od 1,5, lecz ponieważ jest to przypadek rzadki przeto współczynnik 1,49 można uznać za wystarczający.

b) Ścianka się nie oddziela od skrzydeł, a stanowi z nimi jedną całość. Ciężary, ramiona i momenty względem zewnętrznej krawędzi ścianki.



Nazwa części	Objętość części m <sup>3</sup>	Ciężar gatunkowy kg/m <sup>3</sup>	Ciężar części kg	Ramiona części m	Momenty statyczne części k <sub>g</sub> m
Poprzednia część	z tablicy poprzedniej	—	43480	0,752	32693,8
Gzyms	$0,25 \times 0,6 \times 2,55 \times 2 = 0,765$	2400	1836	2,775	5094,9
Mur	$0,35 \times 0,75 \times 2,55 = 0,669$	2200	1472	2,775	4084,8
	$0,65 \times 0,75 \times 2,55 \times 2 = 2,486$	"	5469	2,775	15176,5
	$1,0 \times 2,00 \times 2,55 \times 2 = 10,200$	"	22440	2,775	62271,0
Ziemia	$0,10 \times 1,5 \times 2,55 \times 2 = 0,765$	"	1683	2,350	3955,1
	$0,35 \times 0,75 \times 2,55 = 0,669$	1800	1204	2,775	3341,1
	$0,50 \times 0,25 \times 2,55 \times 2 = 0,638$	"	1148	2,775	3185,7
	$0,10 \times 1,50 \times 2,55 \times 2 = 0,765$	"	1377	2,350	3236,0
	Razem		80109	1,661	133039

Parcie ziemi  $E = 243,9 \times 4,5 \times 3^2 = 9878$  kg;  $e = 1,00$  m.

Parcie ziemi od obciążenia ruchomego na odłamie ziemi:

$$E = 6936 \times \frac{4,5}{2,1} = 14863 \text{ kg}; \quad \Sigma E = 14863 + 9878 = 24741 \text{ kg}.$$

$$\text{Momenty tych parć: } M_1 = 9878 \text{ kg m}; \quad M_2 = \frac{12331 \times 4,5}{2,1} = 26424 \text{ kgm}.$$

(patrz obliczenie a').

Moment od hamowania:  $5000 \times 1,5 = 7500$  kg m.

$$\Sigma M = 43802 \text{ kg m}.$$

Pole przekroju przyczółka (fig. 179):

$$\omega = 4,5 \times 4,05 - 2,55 \times 2,1 - 2,55 \times 0,2 = 18,225 - 5,355 - 0,510 = 12,360 \text{ m}^2.$$

Moment statyczny pola przekroju względem osi AB:

$$S_x = 18,225 \times 2,025 - 5,355 \times 1,275 - 0,510 \times 0,850 = 29,645 \text{ m}^3.$$

Odległość środka ciężkości od osi AB:  $\delta_x = 2,398$  m i odległość środka ciężkości od zewnętrznej krawędzi przyczółka

$$\delta'_x = 4,050 - 2,398 = 1,652 \text{ m}.$$

Moment bezwładności względem osi AB:

$$I_x = \frac{4,5 \times 4,05^3}{3} - \frac{2,1 \times 2,55^3}{3} - \frac{0,4 \times 2,55^3}{12} = 99,645 - 11,607 - 0,553 = 87,485 \text{ m}^4.$$

Moment bezwładności względem środka ciężkości:

$$I_c = 87,485 - 29,645 \times 2,398 = 16,396 \text{ m}^4.$$

Momenty wytrzymałości:

$$W_1 = \frac{16,396}{2,398} = 6,837 \text{ m}^3; \quad W_2 = \frac{16,396}{1,652} = 9,925 \text{ m}^3.$$

Odległość wypadkowej wszystkich sił od zewnętrznej krawędzi przyczółka:  $X = \frac{133039 - 43802}{80109} = 1,114 \text{ m}.$

Mimośród wypadkowej  $d = 1,652 - 1,114 = 0,538 \text{ m}.$

Moment od mimośrodu:  $80109 \times 0,538 = 43099 \text{ kg m},$

Naprężenie w murze:

$$\sigma'_c = \frac{80109}{12,36} + \frac{43099}{9,925} = 10823 \text{ kg/m}^2 = + 1,08 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma''_c = \frac{80109}{12,36} - \frac{43099}{6,837} = + 178 \text{ kg/m}^2 = + 0,02 \text{ kg/cm}^2.$$

Współczynniki pewności:  $m = \frac{133039}{43802} = 3,0; \quad n = \frac{0,7 \times 80109}{24741} = 2,3.$

### Przekrój 2 — 2.

Dla tego przekroju rozpatrzmy tylko przypadek, gdy ścianka przednia i skrzydła stanowią jedną całość.

1) Most jest nieobciążony ciężarem ruchomym, na odłamie ziemi jest obciążenie ruchome i ma miejsce hamowanie.

Siły pionowe i ich momenty statyczne względem krawędzi zewnętrznej.

Nazwa części	Objętość części m <sup>3</sup>	Ciężar gatunkowy kg/m <sup>3</sup>	Ciężar części kg	Ramiona części m	Momenty statyczne części kgm
Górna część	z tablicy poprzedniej	—	80109	3,001	240407,1
Mur	$4,50 \times 0,09 \times 2,25 \times 0,5 = 0,456$	2200	1003	0,060	60,2
	$4,50 \times 2,75 \times 2,25 = 27,844$	„	61257	1,465	89741,5
	$2,55 \times 2,25 \times 1,00 \times 2 = 11,475$	„	25245	4,115	103883,2
	$2,55 \times 0,30 \times 1,10 \times 2 = 1,683$	„	3703	3,690	13664,1
	$2,55 \times 0,45 \times 1,15 \times 2 = 2,639$	„	5806	3,690	21424,1
Ziemia	$0,40 \times 3,00 \times 2,55 = 3,060$	1800	5508	3,690	20324,5
	$0,30 \times 4,10 \times 2,55 = 3,137$	„	5647	3,690	20837,4
Budowa wierzch.		—	31000	0,84	26040,0
	Razem		219278	2,446	536382

Parcie ziemi  $E = 243,9 \times 5,25^2 \times 4,5 = 30251$  kg;  $e = 1,75$  m.

Parcie ziemi od obciążenia.  $E' = 6504 \lg [1 + 74 \times 5,25] 4,5 = 20162$  kg.

Długość odłamu ziemi:  $a = 5,25 \times 0,521 = 2,74$  m.

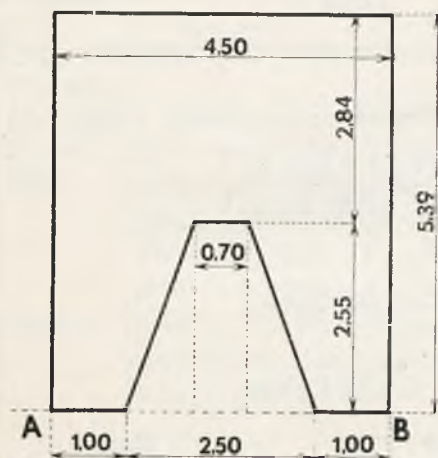


Fig. 180.

Na tym odłamie mieszczą się tylko dwie osie parowozu; zatem siła od hamowania równa się 5 t i ramię jej jest 2,625 m;  $\Sigma E = 55413$  kg.

Momenty tych sił są:  $M_1 = 30251 \times 1,75 = 52939$  kgm.

$M_2 = 5646 [(0,675 + 0,5 \times 5,25) 2,303 \lg 4,885 - 0,5 \times 5,25] \times 4,5 = 66312$  kgm.

$M_3 = 5000 \times 2,625 = 13125$  kgm;  
 $\Sigma M = 132376$  kgm.

Pole przekroju 2—2:  $\omega = 4,5 \times 5,39 - 2,55 \times 1,60 = 24,255 - 4,080 = 20,175$  m<sup>2</sup>. Moment statyczny względem osi AB (fig. 180):

$S_x = 24,255 \times 2,695 - 0,70 \times \frac{2,55^2}{2} - 2,55 \times 0,9 \times 0,85 = 65,367 - 2,276 - 1,951 = 61,140$  m<sup>3</sup>. Odległość środka ciężkości od osi AB:

$\delta_x = \frac{61,140}{20,175} = 3,03$  m; odległość<sup>2</sup> środka ciężkości od zewnętrznej krawędzi:

$$\delta'_x = 5,39 - 3,03 = 2,36$$
 m.

Moment bezwładności względem osi AB:

$$I_x = \frac{4,5 \times 5,39^3}{3} - \frac{0,7 \times 2,55^3}{3} - \frac{1,8 \times 2,55^3}{12} = 234,886 - 3,869 - 2,487 = 228,530$$
 m<sup>4</sup>.

Moment bezwładności względem środka ciężkości:

$$I_c = 228,530 - 61,140 \times 3,03 = 228,530 - 185,254 = 43,276$$
 m<sup>4</sup>.

Most jest obciążony pociągiem, dającym największe ciśnienie na przyczółki i ma miejsce hamowanie na moście.

Wtedy na moście otrzymujemy dodatkowe ciśnienie 182300 kg, które daje moment  $182300 \times 0,84 = 153132$  kgm. Suma sił pionowych równa się:  $219278 + 182300 = 401578$  kg.

Momenty wytrzymałości:

$$W_1 = \frac{43,276}{2,36} = 18,337$$
 m<sup>3</sup>;  $W_2 = \frac{43,276}{3,03} = 14,283$  m<sup>3</sup>.

Odległość wypadkowej wszystkich sił działających na przekrój 2—2 od krawędzi zewnętrznej:



$$x = \frac{536382 - 132376}{219278} = 1,842 \text{ m.}$$

Mimośród  $d = 2,36 - 1,842 = 0,518 \text{ m.}$

Moment sił od mimośrodu:  $219278 \times 0,518 = 113586 \text{ kgm.}$

Naprężenie w murze:

$$\sigma_c' = \frac{219278}{20,175} + \frac{113586}{18,337} = 17050 \text{ kg/m}^2 = 1,7 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_c'' = \frac{219278}{20,175} - \frac{113586}{14,283} = +2916 \text{ kg/m}^2 = +0,29 \text{ kg/cm}^2.$$

Współczynniki pewności:  $m = \frac{536382}{132376} = 4,1; \quad n = \frac{0,7 \times 219278}{55413} = 2,8.$

2) Obciążenie ruchome znajduje się na przęśle o ciężarze 314 t, siła hamowania wynosi 31400 kg.

Moment sił hamowania  $M = 31400 \times 2,625 = 82425 \text{ kgm.}$

Suma sił poziomych równa się:  $30251 + 31400 = 61651 \text{ kg,}$

Suma momentów sił poziomych:  $\sum M = 52939 + 82425 = 135364 \text{ kgm.}$

Odległość wypadkowej wszystkich sił od krawędzi zewnętrznej:

$$x = \frac{689514 - 135464}{401578} = 1,38 \text{ m.} \quad \text{Mimośród } d = 2,36 - 1,38 = 0,98 \text{ m.}$$

Moment od mimośrodu:  $M = 401578 \times 0,98 = 393546 \text{ kgm.}$

Naprężenie w murze będzie:

$$\sigma_c' = \frac{401578}{20,175} + \frac{393546}{18,337} = 41367 \text{ k/m}^2 = 4,14 \text{ k/cm}^2,$$

$$\sigma_c'' = \frac{401578}{20,175} - \frac{394296}{14,283} = 19904 - 27553 = -7649 \text{ kg/m}^2 = -0,76 \text{ kg/cm}^2.$$

Współczynniki pewności:  $m = \frac{689514}{135364} = 5,09; \quad n = \frac{401578 \times 0,7}{61651} = 4,6.$

Powyższe obliczenia należałoby przeprowadzić i dla przekrojów 3—3 i 4—4, lecz ponieważ obliczenia te nie będą się różnić od poprzednich, przeto nie podajemy ich tutaj.

## ROZDZIAŁ IX.

### § 56. FILARY.

Znaczna szerokość przeszkody może dyktować rozbitcie ogólnej długości mostu  $L$  na kilka przęseł o mniejszych rozpiętościach  $l$ . Często po-

szczególne przęsła robią się o równej długości i wtedy ilość ich określa się ze wzoru:  $n = \frac{L}{l}$ .

Podział na przęsła uskuteczniamy mając na uwadze względy techniczne, ekonomiczne, a często i estetyczne. Wymagania techniczne, jako też i wymagania estetyki zależą głównie od miejscowych warunków.

Jeżeli rzeka w stanie normalnym ma koryto, które służy do żeglugi, to w tym przypadku stawianie filarów w nurcie może nie być wskazane, gdyż krępowałyby żeglugę. Dajemy przeto jedno przęsło nad nurtem rzeki w stanie jej normalnego bytu, zaś na rozlewach dajemy przęsła o mniejszych rozpiętościach, o ile takowe okażą się korzystniejsze.

Gdy mamy rzekę żeglowną o znacznej szerokości w stanie normalnym, wtedy na głównym korycie dajemy filary i dzielimy most na kilka otworów takiej wielkości, jakie niezbędne są dla żeglugi, na zalewach zaś dajemy przęsła albo tej samej rozpiętości, jeżeli względy ekonomiczne uzasadniają te rozpiętości, lub też zmniejszamy rozpiętość przęseł, by osiągnąć zmniejszenie kosztów budowli.

Czasami niejednakowa wysokość ustrojowa na całej długości mostu nie daje możliwości zastosowania przęseł o jednakowych rozpiętościach, lecz w miarę zmniejszania się tej wysokości zmuszeni jesteśmy zmniejszać i rozpiętości. Tak np. na fig. 181 pokazany jest wariant mostu przez rzekę Wisłę w Płocku. Wysokość ustrojowa jego rośnie od lewego przyczółka ku prawemu; most leży na spadku, wskutek tego i rozpiętości przęseł zwiększają się od lewego ku brzegowi prawemu.

Na fig. 182 pokazany jest most belkowy, który w pobliżu środka ma największe wzniesienie górnej krawędzi dźwigarów nad wodą normalną. Umożliwia to nadanie dźwigarom przęsła środkowego największego wzniesienia i największej rozpiętości, dźwigary zaś boczne tak z jednej jak i z drugiej strony przęsła środkowego stopniowo zmniejszają swe rozpiętości w miarę jak wysokości ustrojowe ich się zmniejszają wskutek obniżenia niwelety jezdni mostu.

Zmniejszenie rozpiętości przęseł  $l$  zmniejsza koszt dźwigarów, lecz podnosi koszt podpór, gdyż zwiększa się ich liczba. Należy więc obliczyć, jaki podział całkowitej długości mostu na poszczególne przęsła da najekono-

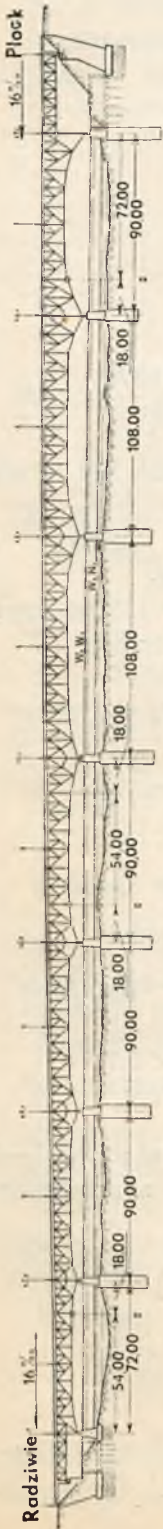


Fig. 181. Most w Płocku.

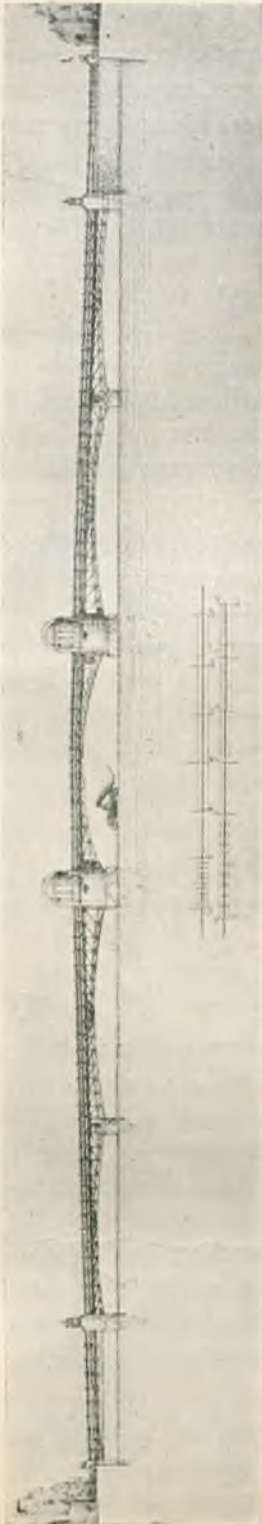


Fig. 182. Projekt mostu Pałacowego w Leningradzie, wariant (projekt A. Pzenickiego i M. Lalewicza).

miczniejsze rozwiązanie. Wymiary filarów, a więc i koszt ich, mało zależą od rozpiętości przęseł jeżeli rozpiętość ich różni się niewiele, raczej zależą od ich wysokości. Z tego powodu, badając koszty filarów, przyjmujemy je za niezależne od rozpiętości. Koszt podpór da się wyrazić następującym wzorem:

$$2K_p + K_f(n-1) = 2K_p + K_f\left(\frac{L}{l} - 1\right),$$

gdzie  $K_p$  oznacza koszt przyczółka,  $K_f$  koszt jednego filara.

Ciężar jednego m b przęsła może być wyrażony prostym wzorem empirycznym:

$$p = cl + F \text{ ton na 1 m b przęsła.}$$

Wielkości  $F$  i  $c$  właściwie zależą od  $l$ , lecz jeżeli  $l$  zmienia się w niewielkich granicach, to  $F$  i  $c$  również mało się zmieniają; przyjmujemy je przeto, jako wielkości stałe,

Ciężar jednego przęsła będzie:  $pl = (cl + F)l$ .

Gdyby powyższe zagadnienie chcieć rozwiązać w całej rozciągłości, t. j. przyjąwszy np. jako niewiadomą rozpiętość teoretyczną przęsła i uzależnić wszystkie elementy mostu, które w mniejszym lub większym stopniu zależą od tej rozpiętości, to otrzymalibyśmy zadanie tak zawile, że trudno by je było ująć w jakikolwiek wzór; a gdybyśmy i wypisali taki wzór, to byłby on tak skomplikowany, że praktycznie byłby nie do użycia.

W praktyce inżynierskiej wzory zbyt zawile nie mają zastosowania, wzory przybliżone z określoną ścisłością są najzupełniej wystarczające i takowymi się zazwyczaj posługujemy.

W rozpatrywanym przez nas zagadnieniu np. możemy zauważyć, że ciężar własny budowy wierzchniej zależy od rozpiętości dźwigarów i przy jednakowym ustroju części przejazdowej, ciężar jej na m b może również się różnić w zależności od rozpiętości dźwigarów.

Grubość filarów również zależy od rozpiętości dźwigarów, zatem koszt ich jest poniekąd funkcją rozpiętości przęseł.

Jednak gdy będziemy rozpatrywać dwa przęsła niezbyt różniące się co do rozpiętości, to



możemy z dostateczną ścisłością do celów praktycznych przyjąć, że ciężar części przejazdowej jak również i wymiary filarów, a zatem ich koszt są wielkościami stałymi. Dla tych samych powodów możemy założyć, że i wymiary przyczółków mało się zmieniają od niewielkich różnic rozpiętości przęseł, które na nich spoczywają, tym więcej że wymiary przyczółków w znacznej mierze zależą od wysokości nasypów, które podpierają. Zatem i koszt przyczółków możemy uważać jako wielkości stałe przy małych różnicach rozpiętości dźwigarów.

Oznaczmy przez:

$n$  . . . . liczbę oddzielnych różnych przęseł.  $K_p$  . . . . koszt jednego przyczółka.  $K_f$  . . . . koszt jednego filara.  $L$  . . . . suma rozpiętości teoretycznych przęseł pomiędzy przyczółkami, lub długość całkowitą mostu pomiędzy przyczółkami.  $l$  . . . . rozpiętość teoretyczną jednego przęsła,  $p = F + cl$  . . . . ciężar jednego metra bieżącego przęsła.  $k$  . . . . cenę jednostki materiału budowy wierzchniej.

Wielkości  $F$  i  $c$  — ciężar części przejazdowej i współczynnik  $c$  zależą właściwie od rozpiętości  $l$ , lecz przy niewielkich różnicach rozpiętości możemy je przyjąć jako stałe, nie popełniając zbytnich nieścisłości.

Ciężar  $n$  przęseł wyrazi się wzorem:  $(F + cl) ln = (F + cl) L$ .

Koszt  $T$  całego mostu może być ujęty we wzorze:

$$2 K_p + (n - 1) K_f + (F + cl) L k = T$$

$$2 K_p + \left( \frac{L}{l} - 1 \right) K_f + (F + cl) L k = T$$

Aby  $T$  było najmniejsze, musi ono czynić zadość warunkowi  $\frac{dT}{dl} = 0$

t. j. —  $K_f \frac{L}{l^2} + ckL = 0$ , czyli  $K_f = cl^2 k$ ;  $l = \sqrt{\frac{K_p}{ck}}$ .

$cl^2$  — oznacza ciężar dźwigarów jednego przęsła. Zatem najkorzystniejsze rozwiązanie otrzymujemy wtedy, gdy rozpiętość przęseł będzie taka, że koszt dźwigarów jednego przęsła będzie równy kosztowi jednego filara. Stąd wynika wniosek, że gdy filary wypadają drogie, to rozpiętości przęseł muszą być większe i odwrotnie.

Gdy przeszkoda jest taka, że w pewnym miejscu danej przeszkody na jej szerokości filary wymagają głębokiego posadowienia, zatem wypadają drogie, wtedy w tych miejscach należy stosować rozpiętości odpowiednio duże, zaś na miejscach zalewowych, gdzie zwykle filary kosztują taniej, tam stosuje się przęsła o mniejszej rozpiętości.

Zależność powyższa najkorzystniejszego wyboru rozpiętości przęseł ma oczywiście miejsce bez względu na materiał, z którego są wykonane dźwigary.

### § 57. Kształt filarów rzecznych w planie.

Stawiając podpory na rzece, zmniejszamy pole przekroju przepływu wody w rzece, mianowicie pole przekroju  $\Omega_0$  przed zbudowaniem mostu zmniejsza się o pole  $\omega$ , stanowiące sumę przekrojów podpór mostowych (fig. 183). Jeżeli przeto przed zbudowaniem mostu średnia prędkość wody była  $V_0$ , to po zbudowaniu mostu prędkość ta będzie  $V$ , gdyż z równania ciągłości mamy, że  $(\Omega_0 - \omega) V = \Omega V = \Omega_0 V_0$ .

Zwężenie koryta zależy nie tylko od geometrycznego przekroju podpór, lecz i od ich kształtu. Musimy więc wprowadzić jeszcze współczynnik dławienia rzeki, który również wpływa na zwężenie przekroju rzeki, a zatem na zwiększenie prędkości przepływu wody pod mostem. Współczynnik ten jest zależny nie tylko od kształtu podpór w planie, ale i od rozpiętości przęsła; dla dużych rozpiętości jest on większy, niż dla rozpiętości mniejszych. Doświadczenie przeprowadzone przez inż. Du-

rand Claye nad filarami różnych kształtów (fig. 184 abc def) wykazały naogół, że z przodu o-



Fig. 183.

raz z boków filarów otrzymuje się rozmycie gruntu, zaś z tyłu tworzą się osady. Największe rozmycie z przodu dają filary o przekrojach prostokątnych i najmniejsze o kształtach ostrokątnych. Przy kształtach prostokątnych powstające największe rozmycie z przodu na osi filara, zmniejsza się ku bokom jego, zaś przy ostrokątach zwiększa się od osi ku bokom (fig. 184 c). Kształt półokrągły zajmuje pośrednie miejsce pomiędzy prostokątem i ostrokątnym kształtem. Rozmycia z boków, największe przy prostokącie, są prawie jednakowe na całej długości filara; przy kształcie ostrokątnym i półokrągłym rozmycia z boków są nieznaczne i mało różniące się.

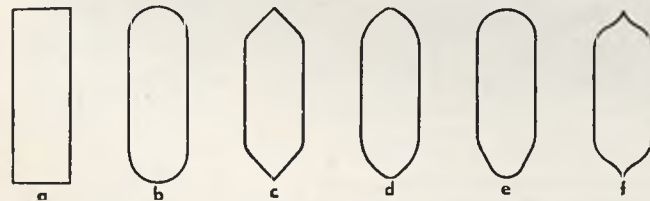


Fig. 184.

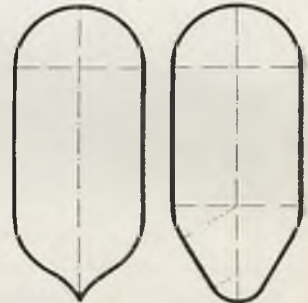


Fig. 185.

Fig. 186.

Osady z tyłu filara tworzą się największe przy kształtach prostokątnych. Stąd wniosek, że ze względu na rozmycie najgorszy jest kształt prostokątny.

Najlepszy kształt byłby przedstawiający kombinację ostrokątnego z półokrągłym, jak wskazane na fig. 185, kształt ten jednak byłby trudny do wykonania.

Ostre krawędzie, nie mówiąc o trudności ich wykonywania, wyciosane z kamienia byłyby słabe i łatwo by się kruszyły przy uderzaniu o nie ciężkich przedmiotów, szczególnie ślujących w rzece lodów. Zwykle przeto nadajemy kształt filarom z przodu ostrokątny z zaokrągloną krawędzią przednią i z zaokrąglonymi ramionami, z tyłu zaś kształt półokrągły lub też eliptyczny wydłużony lub spłaszczony (fig. 186).

Współczynnik  $\mu$  dławienia równa się dla kształtu prostokątnego 0,85, dla okrągłego 0,90 i dla ostrokątnego 0,95.

Wyżej wskazany kształt filarów oczywiście winien być stosowany tylko do wysokości nieco większej niż sięgają wody najwyższe. Wyżej kształt filarów może być inny.

Końce filara nazywamy głowicami. Przednią część filara nazywamy jego dziobem zaś tylną—zatyłkiem.

Głowice filarów pokrywamy czapkami (fig. 187), lub jeżeli głowice te dochodzą do poziomu chodników, to na głowicach tych dajemy poszerzenia chodników i na tych poszerzeniach stawiamy latarnie, figury, ławki.

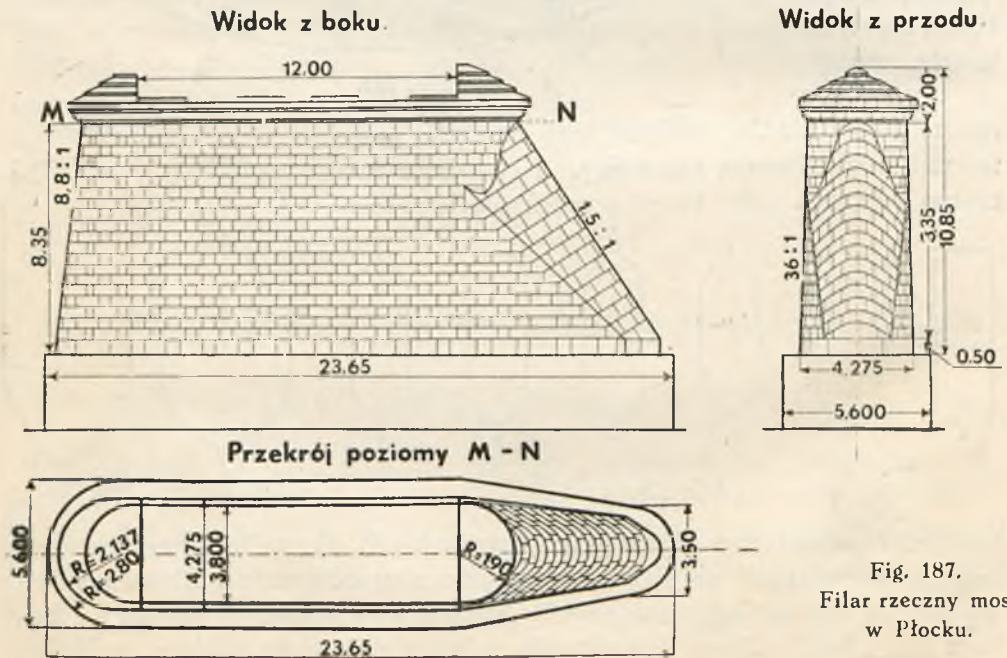


Fig. 187.  
Filar rzeczny mostu  
w Płocku.

Na rzekach o silnej krze filary rzeczne są zaopatrzone z przodu nieco wydłużonymi częściami (fig. 187) o pochylonych górnych krawędziach.

Ta część filara nosi nazwę izbicy, czyli lodołamu. Służy ona do łamania lodu na rzece.

#### § 58. Wymiary filarów.

Grubość filarów mostów belkowych powinna być taka, aby przy bel-



kach zwykłych, rozciętych na filarach, mieściły się na nich dwa ciosy podporowe i żeby oprócz tego od krawędzi ciosu do krawędzi filara pozostawało koło 0,25 m. Ciosy podporowe mogą być postawione z pewnym rozstępem lub też mogą być zbliżone do siebie zupełnie na grubość spoiny (10 mm do 15 mm).

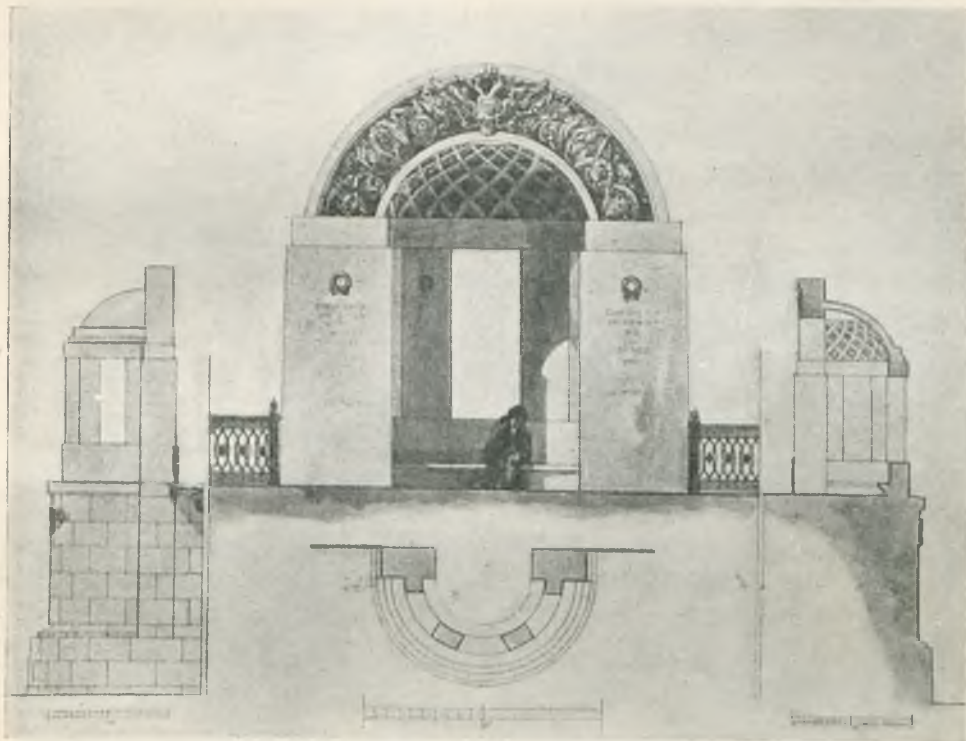


Fig. 188. Filar mostu Pałacowego w Leningradzie. Widok od strony jezdni.

Dla dźwigarów głównych ciągłych lub wspornikowych na grubości filara umieszczamy tylko jeden cios podporowy i dla tego to przy tych dźwigarach filary mogą być nieco cieńsze u góry, niż przy dźwigarach rozciętych.

Naturalnie grubość filarów zależna jest również od dopuszczalnego ciśnienia na mur.

Grubość filarów mostów łukowych winna być taka, aby przy jednostronnym obciążeniu przeseł, opierających się na filar, była zabezpieczona stateczność filara oraz jego wytrzymałość.

Przeto, jeżeli rozpór od obciążenia stałego jest jednakowy od sąsiednich przeseł, spoczywających na danym filarze, to należy obciążyć to przeseł ciężarem ruchomym, które daje większy rozpór. Przy różnych rozporach trzeba wybrać taką kombinację, która daje największy rozpór jednostronny.

Grubość filara na poziomie stóp łuku powinna być równa dwóm rzutom na poziom pochyłonej części ciosów podporowych więcej grubość filara u góry, Grubość filara u góry zależy od jego wysokości od podstawy ciosów podporowych do wierzchu i od składowej pionowej ciśnienia przeseł na filar, Ciśnienie na przekrój w podstawie ciosów podpora-

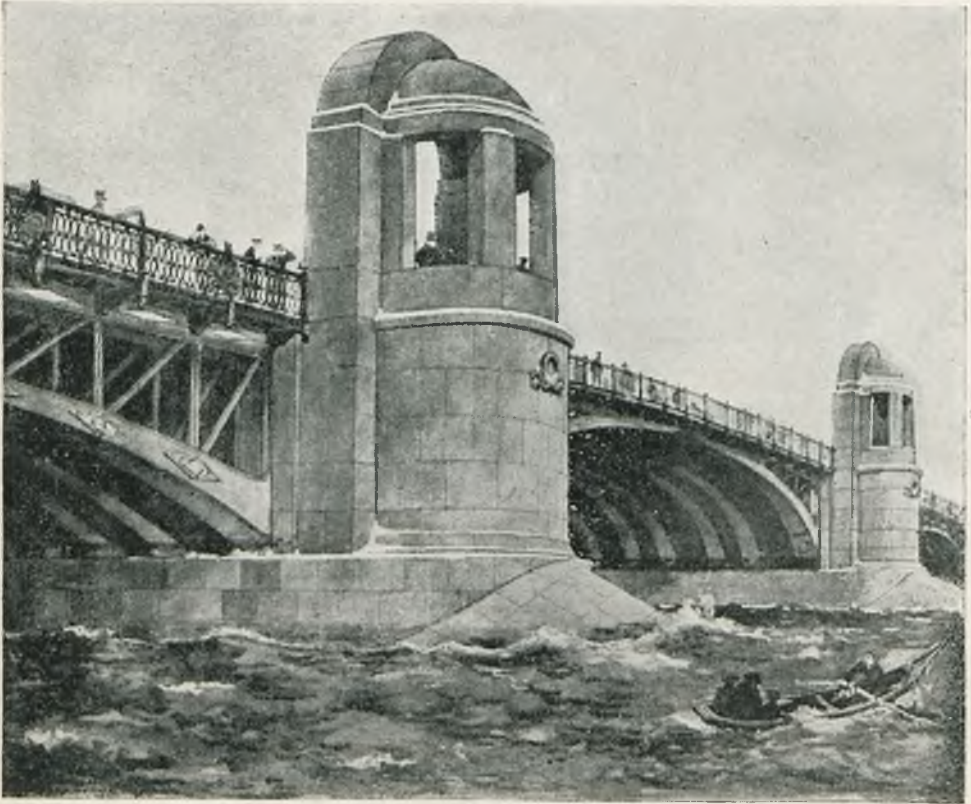


Fig. 188 a. Filar mostu Pałacowego w Leningradzie. Widok ogólny.

wych powinno być dostateczne, aby nie mogło nastąpić przesunięcie stóp łuku przy jednostronnym obciążeniu przeseł, opierających się na dany filar.

Niezależnie od systemu przeseł grubość filara u góry może byćznaczona według zastępującego wzoru empirycznego w metrach:

$$d_m = 0.78 + 0.147 H \sqrt[3]{\frac{l}{H}}$$

w którym  $H$  oznacza wysokość filara od góry do odsadzki fundamentowej i  $l$  odległość między osiami sąsiednich filarów w metrach.

Winkler podaje następujący wzór dla grubości filarów u góry:

$$d_m = (0.2 + 0.04l + 0.06h) \text{ m,}$$

w którym  $l$  oznacza rozpiętość przeseł, a  $h$  wysokość od poziomu wysokiej wody do dna rzeki.



Dla małych mostów można korzystać ze wzoru Mejera  $d_m = 1,5 + 0,0005 l^2$ , gdzie  $l$  rozpiętość przęsła.

Naogół można przyjąć dla filarów o niewielkiej wysokości, a mianowicie koło 10 m. następujące grubości filarów:

$l = 10 \text{ m} - 20 \text{ m} - 30 \text{ m} - 40 \text{ m} - 50 \text{ m} - 100 \text{ m}.$   
 $d = 1,3 \text{ m} - 1,6 \text{ m} - 1,9 \text{ m} - 2,2 \text{ m} - 2,5 \text{ m} - 4,0 \text{ m}.$

Długość filara u góry zależy od odległości  $b$  między skrajnymi dźwigarami mostu i długości  $S$  ciosów podporowych.

Jeżeli długość filara u góry oznaczymy przez  $b_1$ , to dla przekroju prostokątnego u góry mamy:

$$b_1 = b + S + 2 \times 0,5.$$

Dla kształtu pokazanego na fig. 189 długość ta będzie  $b_1 = b + S + 2r + 2 \times (0,25 - 0,5)$ .

Ostatnie dwa wyrazy wyżej napisanego wzoru wskazują, że ciosy podporowe nie zachodzą na zaokrąglone części filara.

Jednak, o ile nie wymagają względy wytrzymałości, kamienie podłożkowe mogą też zachodzić i na głowice, lecz jednak tak, aby od krawędzi filara do krawędzi ciosu łożkowego było niemniej niż 0,25 m.

Dla mostów obrotowych koło osi pionowej filary mają w rzucie poziomym kształt okrągły i dla mostów szerokich średnica ich wypada dość duża. Np. w moście Troickim przez Newę w Petersburgu średnica fundamentu filara części obrotowej równa się 21,00 m.

By zmniejszyć ilość muru, w filarze tym pozostawione są studnie tak, że filar przedstawia jakby walec o grubości ścianki 3,25 m, środek którego podzielony jest dwiema ściankami podłużnymi i dwiema poprzecznymi na dziewięć oddzielnych studzien, jak to widać na fig. 190. Studnie u góry są pokryte sklepieniami. Tutaj zaznaczyć trzeba, że o ile filary dajemy bardzo grube ze względu na to, że pracują one na siły poziome, lub np. w mostach obrotowych koło osi poziomej przy dużych skrzy-

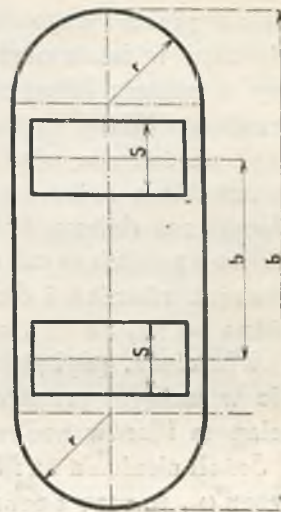


Fig. 189.

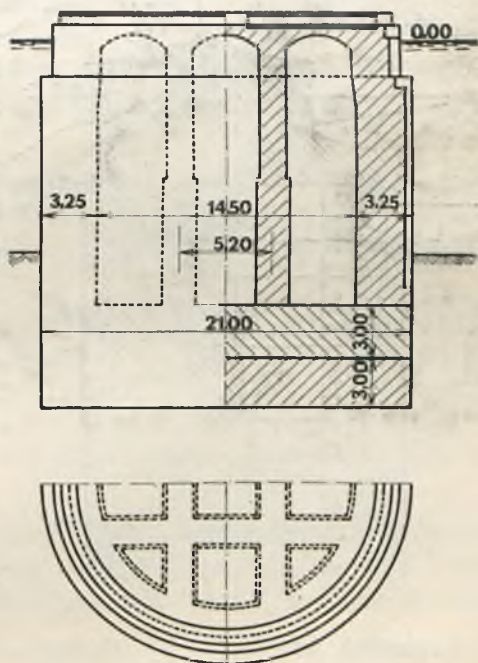


Fig. 190.



dłach przeciwwagowych, to zawsze okazuje się celowym pozostawianie studzien w fundamentach, a nawet i w ciałach filarów. Takie studnie mamy w moście Mirabeau w Paryżu (fig. 191), w moście Pałacowym w Petersburgu (filary części zwodzonej są o grubości 12,5 m). Czasem w filarach na żądanie władz wojskowych daje się studnie minowe. Boki, czyli ściany filara dajemy pionowe tylko przy filarach niskich (do 4 m—5 m). Naogół zaś dajemy bokom pewne pochylenie do pionu, a to tak ze względu na wzrastające od ciężaru własnego ciśnienie na niższe przekroje filarów, jak również i dla zwiększenia stateczności. Pochylenie to może być różne od  $\frac{20}{1}$  do  $\frac{40}{1}$ , a czasem nawet i większe koło  $\frac{10}{1}$ .

Właściwie, gdybyśmy wychodzili z zasady, aby naprężenie na ściskanie w każdym przekroju filara było jednakowe i równe  $k_c$ , musielibyśmy ścianom filarów nadawać kształt pewnej krzywej.

Jeżeli ciśnienia na filar od przęsła oznaczamy przez  $P$ , pole filara u góry przez  $\omega_0$ , to przy dopuszczalnym ciśnieniu na mur  $k_c$  otrzymamy zależność:

$$P = \omega_0 k_c$$

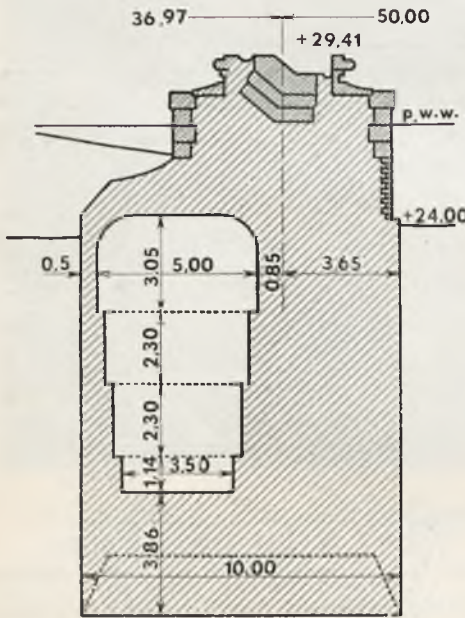


Fig. 191.

Niech w odległości  $x$  od góry filara będzie przekrój jego  $\omega_x$ , przy czym oczywiście  $\omega_x$  jest przekrój zmienny, (fig. 192) zależny od  $x$ , lecz taki, że ciśnienie w każdym przekroju na jednostkę kwadratową wynosi  $k_c$ . Przy ciężarze gatunkowym muru  $\gamma$ , otrzymamy wtedy równanie:

$$P + \gamma \int_0^x \omega_x dx = \omega_x k_c.$$

Różniczkując to równanie mamy:

$$\gamma \omega_x dx = k_c d\omega_x, \text{ stąd } \frac{d\omega_x}{\omega_x} = \frac{\gamma}{k_c} dx,$$

$$\text{a po scałkowaniu } \ln \omega_x - \ln c = \frac{\gamma x}{k_c},$$

Ponieważ przy  $x=0$ ,  $\omega_x = \omega_0$ , zatem  $c = \omega_0$ , i przeto mamy

$$\ln \frac{\omega_x}{\omega_0} = \frac{\gamma x}{k_c}, \text{ czyli } \omega_x = \omega_0 \cdot e^{\frac{\gamma x}{k_c}}$$

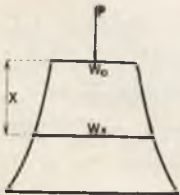


Fig. 192.

Zamiast wzoru wyżej wyprowadzonego możemy zastosować wzór nieco prostszy. Przyjmujemy, że długość filara jest jednakowa na całej wysokości i równa się  $s$ . Oznaczając przez:

$P$  obciążenie filara od budowy wierzchniej i ciężar

części górnej filara, która wywiera ciśnienie na dany przekrój wraz z budową wierzchnią,  $\gamma$  ciężar gatunkowy materiału, z którego jest zbudowany filar,  $e$ —grubość filara u góry,  $s$  długość jego,  $y$ —połowa pogrubienia filara, wtedy w przekroju  $x$ , w założeniu, że ciśnienie  $k_c$  w każdym przekroju filara jest jednakowe, otrzymujemy równanie:

$$s(e + y)\gamma x + P = (e + 2y)sk_c.$$

Mając na względzie, że  $P = esk_c$  otrzymujemy wzór:  $y = \frac{es\cancel{k_c}}{\frac{2P}{e\gamma} - xs}$ .

Gdybyśmy rozpatrywali jednostkę długości filara t. j.  $s = 1$  i przy tym  $P$  oznaczałoby ciśnienie na przekrój górnej części filara od budowy wierzchniej,

to otrzymalibyśmy wzór na  $y$ :  $y = \frac{ex}{\frac{2P}{e\gamma} - x}$ .

Nadawanie ścianom filarów powierzchni krzywych związane jest z pewnymi trudnościami, gdyż kamienie licówki filara musiałyby być ciosane dla każdej warstwy według specjalnych szablonów. Obróbka kamieni takich kosztowałaby znacznie drożej, niż przy ścianach filarów o płaszczyznach prostych.

Pochylenie przedniej i tylnej krawędzi filara może być różne i różnić się od pochylenia ścian bocznych. Zależy to od sił, działających na filar i od dążenia do najodpowiedniejszego rozłożenia ciśnienia na przekroje filarów.

Wogóle pod tym względem nie powinniśmy się krępować istniejącymi wzorami, bo zasadą projektowania powinno być nie naśladowanie wzorów istniejących, lecz czynienie zadość wymaganiom wytrzymałości, stateczności, celowości i poczuciu piękna przy zachowaniu możliwej ekonomii dla danej budowli.

Przy wysokich filarach pochylenie ścian może być niejednostajne na całej wysokości, lecz zmienne, przy tym czasem większe pochylenie daje się w wyższych częściach filara, czasem zaś w niższych częściach.

W wiaduktach przekrój filarów w rzucie poziomym nie potrzebuje być taki, jaki jest w filarach rzecznych, gdyż tu nie mamy do czynienia z głównym czynnikiem, a mianowicie z prądem wody, który wymaga specjalnych kształtów w planie. W tym przypadku możemy stosować przekroje prostokątne lub wieloboczne. Głowice są tutaj zbędne, przeto i czapek możemy nie dawać.

Filarom lądowym dajemy zato cokoły, wysokość których równa się (0,15 — 0,20)  $h$ , jeżeli przez  $h$  oznaczamy wysokość filara. Przy terenach

nierównych dajemy cokoły na jednej wysokości. Nierówność terenu zmusza nas czasem robić cokoły podwójne (fig. 193).

W najnowszych mostach jest dążność do prostoty budowli i dla tego też cokółów nie dają. Przypuszczam, że jest to stan przejściowy.

Przy filarach rzecznych dajemy zazwyczaj fundamenty dłuższe i szersze, niż długość i grubość ciała filara. Otrzymujemy przeto u podstawy ciała filara odsadzki, które przy posadach kesonowych lub studniach powinny być nie mniejsze niż (0,4—0,5) m, a to ze względu na możliwe zbroczenia lub skrzywienia fundamentu względem osi filara,

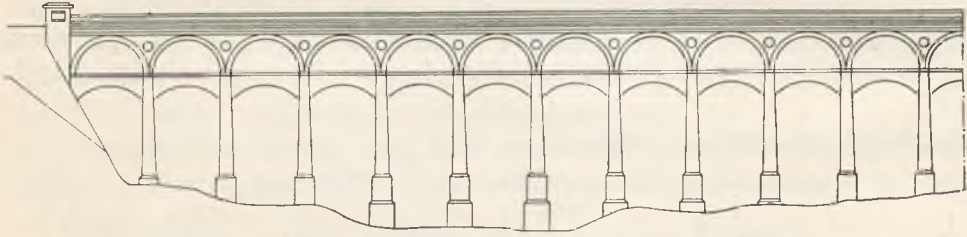


Fig. 193.

Mając nieco większe odsadzki, możemy prawie zawsze na fundamencie postawić ciało filara w należytej odległości od sąsiednich podpór i przy tym tak, aby całe ciało filara spoczywało swą podstawą na fundamencie, czego przy małych odsadzkach można czasem nie osiągnąć.

Opuszczenie kesonów jest zawsze związane z pewnymi trudnościami utrzymywania kesonu należyście tak na osi mostu jak również i na osi budującego się filara. Keson może nie tylko osiami swymi przesunąć się wzdłuż i w poprzek, lecz nadto może dać pewien obrót koło osi pionowej. Przesunięcia te mogą mieć miejsce przy najostrożniejszym i najmniej umiejętniejszym opuszczeniu kesonu. Dlatego też należy zawsze przewidzieć w projekcie należyte odsadzki fundamentowe.

Górna część filarów, a także i przyczółków zakańczają się gzymsami, które powinny być o dość dużym profilu bez drobnych wcięć i bez zbyt wielu załamań. gdyż drobne linie wszystko jedno nie uwydatniają się i nie są widoczne, natomiast wymagają dużego nakładu pracy i kosztów. Wysokość gzymsów należy stosować dość dużą i zależną od wysokości warstw kamienia okładzinowego, lecz w każdym razie nie mniejszą niż jakie (20—40) cm.

Oprócz umieszczenia gzymsów w górnej części filarów i przyczółków dajemy czasami występy kamieni w kształcie gzymsu na poziomie dolnej krawędzi ciosów podporowych, jak to widać na fig. 194.

Gzymsy służą nie tylko do upiększenia podpór mostowych, a przez to i całego mostu, lecz jednocześnie spełniają pewne zadania konstrukcyjne. Wszelkie inne tak zwane upiększenia na przyczółkach lub filarach nie powinny być dawane jako tylko pewne upiększenia, bez żadnego celu, lecz powinny mieć wyraźne oblicze i cel swej służby. W konstrukcjach



budowlanych inżynierskich wszystko to, co jest celowe przy odpowiednich kształtach zewnętrznych zawsze wywiera wrażenie piękna.

Jako upiększenia na przyczółkach i filarach mamy strzelnice, domki niewielkie, które służą bądź to jako siedziba celników, bądź to osób zbierających myto za przejście lub przejazd przez most. Czasami domki takie służą jako schron dla straży granicznej (fig. 195).

Na fig. 196 mamy na przyczółkach domki, które służą jako postumenty dla rycerzy i jednocześnie są to domki, które kryją łańcuchy kotwiczne mostu wiszącego i włązy do komór zakotwiczenia łańcuchów. Forma ich jest dość masywna — ciężka, bo muszą zwiększać ciężar bryły przyczółka, utrzymującego łańcuchy kotwiczne.

Sklepienie pomiędzy przyczółkami i filarami z portalami podtrzymującymi łańcuchy służy tutaj nie tylko jako małe przęsło mostu, lecz nadto ma zadanie oddawać siły poziome od przyczółka na filary, które trzymają cały ciężar mostu. Wszystko, jak widać, ma tu swoje przeznaczenie pod względem konstrukcyjnym, a opracowanie odpowiednio architektonicznie wzbudza poczucie piękna,



Fig. 194.

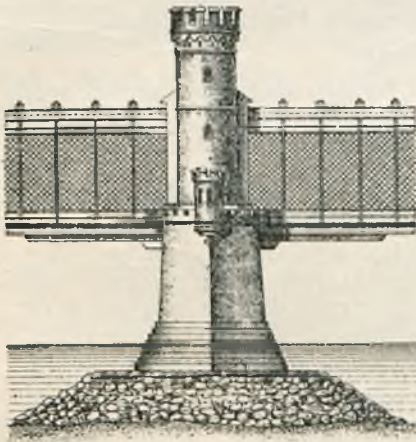


Fig. 195. Filar mostu w Tczewie.



Fig. 196. Projekt mostu w Budapeszcie.

Mosty, jako budowle inżynierskie należą do dzieł sztuki inżynierskiej okazałych i do budowli długotrwałych, przeto powinniśmy dbać o to, by wygląd ich zewnętrzny wywierał wrażenie estetyczne. Nie powin-

niśmy przy budowie mostów często dla groszowych oszczędności zaniedbywać stronę zewnętrzną—estetykę.

Mosty należą do dzieł inżyniersko-architektonicznych, i jeżeli dzisiaj udział inżyniera w tych budowlach odgrywa rolę decydującą ze względu na znaczenie, jakie w tych budowlach odgrywa statyka i wytrzymałość, to z tego nie można wnioskować, że architekt jest tutaj nie potrzebny. Rola architekta nie powinna się sprowadzać tylko do dawania pewnych upiększeń do zaprojektowanych już części mostu, lecz i do nadawania ogólnych wymiarów i kształtów mostu. Inżynier i architekt wzajemnie się tutaj powinni wspierać, krytykować i wreszcie przyjść do uzgodnionych form pod względem statycznym, konstrukcyjnym i architektonicznym,

Tylko tak opracowane wspólnie mosty jako dzieła monumentalne mogą być wytrzymałe i piękne, i mogą służyć jako wzory i pomniki pokoleń twórców dla pokoleń przyszłych.

### § 59. I z b i c e.

Na rzekach w klimacie zimnym, które pokrywają się warstwą lodu, budujemy przy filarach izbice. Ochraniają one filar od uderzeń kry i przez to od wstrząśnień, a także zapobiegają tworzeniu się zatorów przed mostem.

Przeważnie izbice są budowane na jednym fundamencie z ciałem filarów i wtedy z filarem stanowią jedną całość.

Rzadziej robimy izbice jako oddzielne budowle, które stawiamy w pewnej odległości od filara,

Przed filarami okrągłymi mostów obrotowych koło osi pionowej dajemy przeważnie izbice oddzielnie w pewnej odległości od filara i wtedy takie izbice-filary służą jednocześnie do podtrzymania końca dźwigarów mostu obrotowego, gdy ten ostatni jest rozwiedziony,

W mostach na rzekach o dużej krze i bardzo dużej szybkości wody izbice robią też oddzielnie, nie złączone z ciałem filara, lecz na wspólnym fundamencie z filarem.

Oddzielamy wtedy izbice od filara, aby wstrząśnienia i uderzenia lodu nie oddawały się filarom i ich nie niszczyły.

Na rzekach małych, gdzie kra jest niewielka, lub też na rzekach dużych, chociażby i przy krze dużej, lecz o ile przed danym mostem w niewielkiej odległości jest most drugi, który dobrze lód łamie, nie robimy wtedy izbic, lecz tylko przednią krawędź przedniej głowicy dajemy o nieco większym pochyleniu, niż zatyłek.

Każda izbica posiada trzy główne części: przód, boczne ściany i górną pochyłą powierzchnię.

Jeżeli górna powierzchnia wytworzona jest dwiema przecinającymi się płaszczyznami, to przecięcie się tych płaszczyzn daje tak zwaną krawędź tnącą,

Płaszczyzny te zwykle przecinają się pod kątem rozwartym. Krawędź



tnącą pozostawia się nie ostrą, lecz zaokrągloną, czyli, że płaszczyzny, tworzące kąt dwugłany, połączone są ze sobą zapomocą powierzchni stycznej stożkowej o promieniu większym u dołu i mniejszym u góry, lub też za pomocą powierzchni walcowej. Górna powierzchnia izbicy zamiast tworzyć się z dwóch płaszczyzn może być wytworzona o powierzchni kołowej lub cylindrycznej eliptycznej.

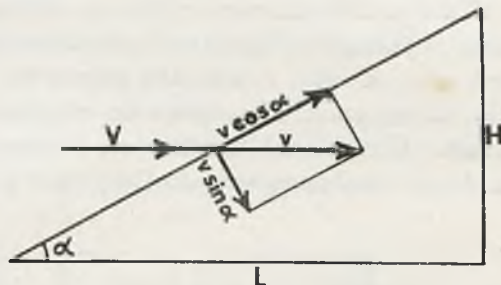


Fig. 197.

Pochylenie krawędzi tnącej izbicy daje się różne i zależne jest

ono od prędkości spływania lodu na rzece. Im szybkość lodu jest większa, tym krawędź izbicy jest więcej stroma, aby lód nie mógł się znacznie podnieść po pochyłej powierzchni izbicy i uderzyć w głowicę filara. Przy mniej stromych krawędziach tnących musielibyśmy w tych przypadkach znacznie wydłużać izbice, a przeto i fundamenty.

Oznaczmy przez  $V$  prędkość spływania lodu, a przez  $\alpha$  kąt pochylenia krawędzi tnącej izbicy do poziomu (fig. 197). Prędkość  $V$  rozłoży się na dwie składowe: równoległą do krawędzi tnącej i równą  $V \cos \alpha$  i prostopadłą do tejże krawędzi  $V \sin \alpha$ .

Pierwsza podniesie lód do wysokości: 
$$h = \frac{V^2 \cos^2 \alpha}{2g}.$$

Stąd widać, że im kąt  $\alpha$  jest większy, t. j. im spadzistość krawędzi tnącej jest większa, tym na mniejszą wysokość bryła lodu się podniesie. Jednakże zbyt spadziste krawędzie powodują silne uderzenia lodu o izbicę i psują mur izbicy, lepiej przeto dać możność bryłom lodu podnieść się na pewną wysokość, aby one zbyt nie uderzały w głowicę filarów:

Najczęściej stosowana stoczystość w izbicach jest: 1:1,5; 1:1,4; 1:1; 0,5:1.

Dolny koniec krawędzi tnącej powinien się zaczynać na (0,50 do 1,00) m a czasem nawet i więcej, niżej poziomu niskiego spływania lodu, w zależności od grubości lodu (w Petersburgu na mostach przez Newę na 2,0 m), górny zaś jej koniec powinien się kończyć na 1,5 m do 2,0 m wyżej poziomu najwyższego spływania lodu na rzece.

Mamy trzy zasadnicze typy izbic:

- 1) izbice normalne zwykłe, w których górna powierzchnia zwęża się stopniowo, poczynając od głowicy filara ku głowicy izbicy (fig. 198)
- 2) izbice amerykańskie, w których odwrotnie górna powierzchnia poszerza się stopniowo od głowicy filara ku głowicy izbicy (fig. 199),
- 3) wreszcie izbice, w których powierzchnia ta jest jednakowej szerokości na całej długości od głowicy filara do głowicy izbicy (fig. 200).

Typ amerykański ma tę zaletę, że odciąga środek ciężkości izbicy ku



jej głowicy, przez co otrzymuje się lepsze rozłożenie ciśnienia na posadę filara.

Kamień okładzinowy, z którego robimy izbice, powinien być twardy i dobrego gatunku. Kamienie tutaj stosuje się dość dużych wymiarów w zależności od siły, z jaką lód płynie na rzece, Przy silnej krze np. stawia się za warunek, aby kamienie okładzinowe izbicy były nie mniejsze od  $1 \text{ m}^3$ . W izbicach mostów na Newie kamienie izbic stosowano o wymiarach dochodzących do  $2 \times 1,8 \times 1,0 \text{ m}$  t. j. do  $3,6 \text{ m}^3$ .

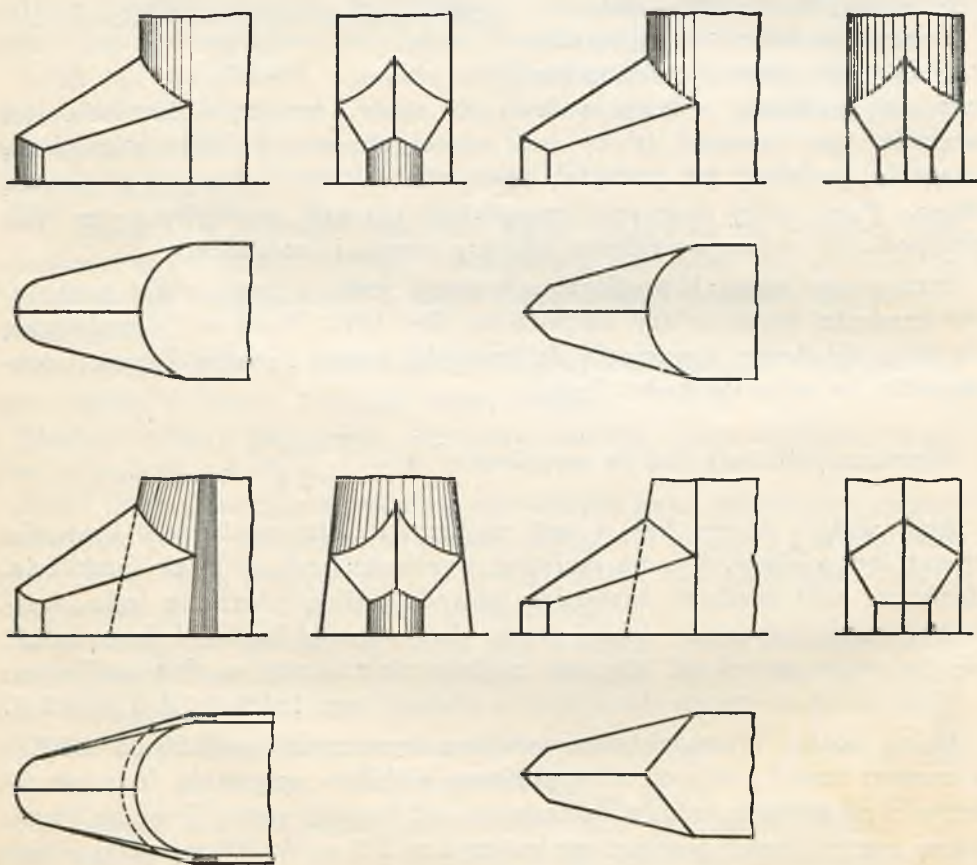


Fig. 198.

Jako zasadę przyjmuje się, że na linii przecięcia się dwóch powierzchni nie powinno być spoin kamieni, również na krawędzi tnącej spoiny wzdłuż tworzącej nie powinny mieć miejsca.

Pod kamieniami okładzinowymi izbicy dajemy albo kamienie ciosowe formy prawidłowej, albo też mur zwykły z kamienia trwałego i o dużej wytrzymałości na zgniatanie. Można zamiast muru dawać beton znacznej wytrzymałości z tłuźnia z kamieni twardych i trwałych.

Kamienie izbicowe powinny być szczegółowo wykreślone nie tylko

w zestawieniu, lecz także każdy kamień oddzielnie ze wszystkimi wymiarami i z uwzględnieniem grubości spoin między kamieniami. Ponieważ niektóre kamienie izbicy mają kształt dosyć złożony, przeto zaleca się robić z drzewa szablony naturalnej wielkości dla poszczególnych kamieni, według których w kamieniołomach wyciosują kamienie.

Przy złożonych izbicach robimy cały model izbicy naturalnej wielkości, przy tym modele poszczególnych kamieni wyrobione są z listew drewnianych. Wymiary kamieni w modelu uwzględniają grubości spoin.

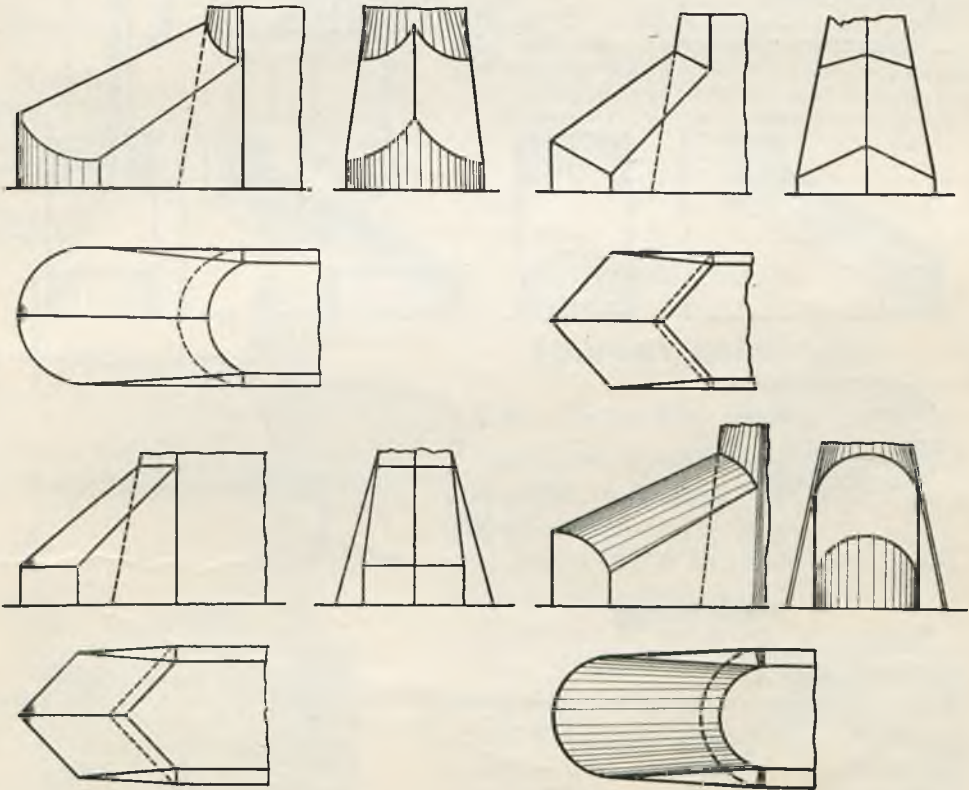


Fig. 199.

Spoiny tworzymy, przecinając izbicę następującymi płaszczyznami: głowicę izbicy i boczne ściany tniemy płaszczyznami poziomymi i pionowymi, prostopadłymi do zewnętrznej linii cięcia płaszczyzną poziomą.

Powierzchnię pochyłą, jeżeli ona jest wytworzona dwiema przecinającymi się płaszczyznami lub powierzchnią krzywą, tniemy płaszczyznami normalnymi do tworzących i płaszczyznami normalnymi do wodzących (fig. 201).

W zależności od stoczystości krawędzi tnącej jednemu kamieniowi krawędziowemu o powierzchni pochyłej odpowiada jedna lub dwie warstwy kamieni w bokach izbicy (fig. 201 201 a i 202).

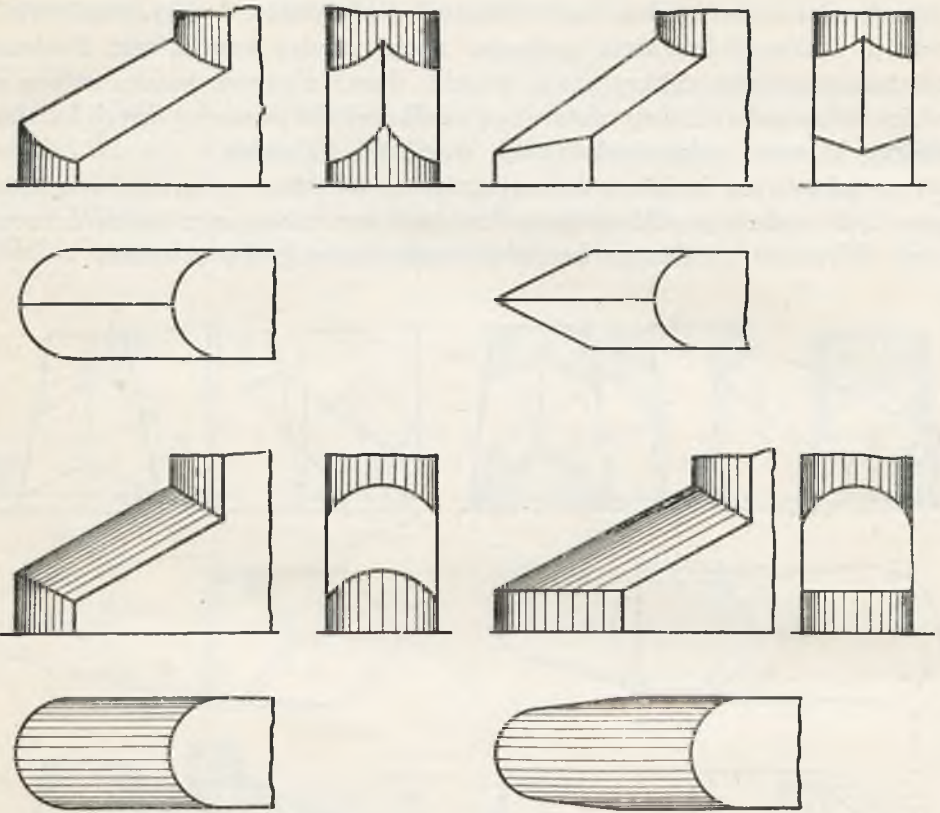


Fig. 200.

Widok boczny.

Widok.

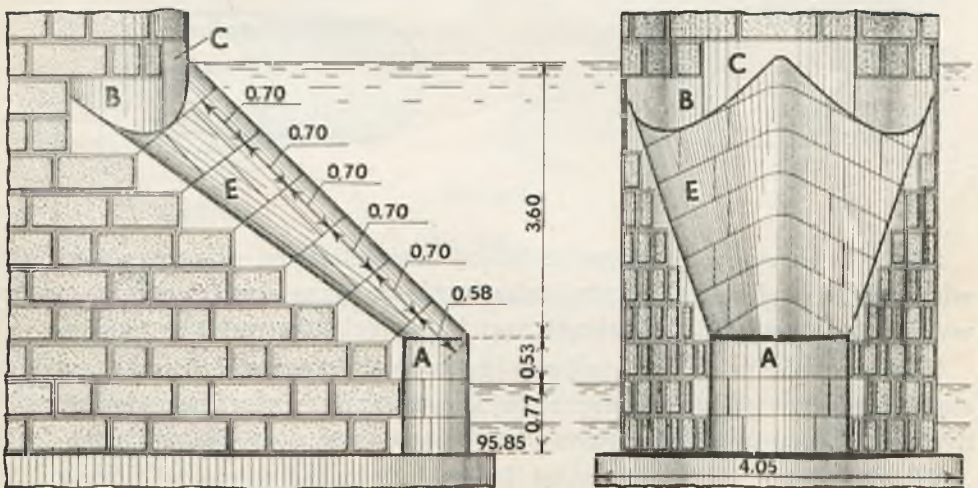


Fig. 201 a.



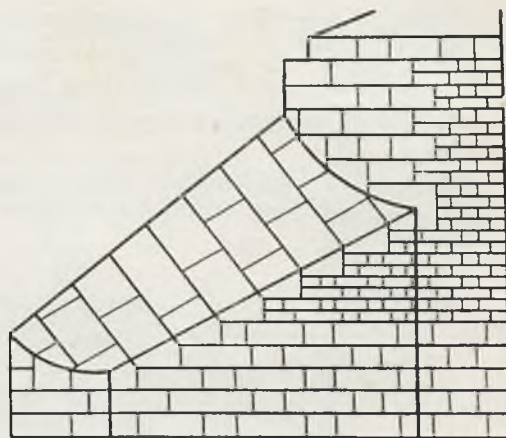
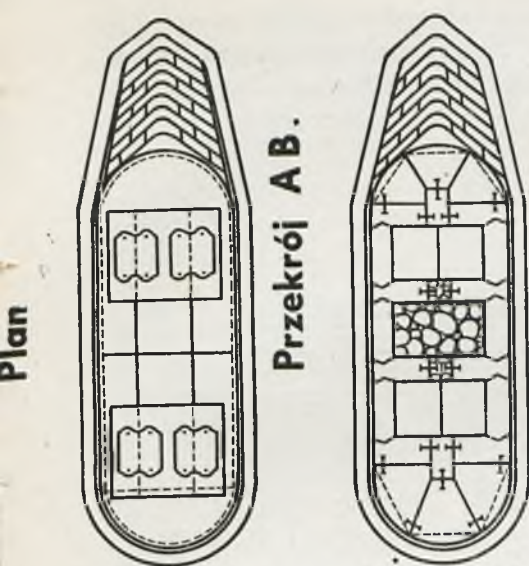


Fig. 201.

## ROZDZIAŁ X.

## PODPORY DREWNIANE.

## § 60. Przyczółki palowe.

Przyczółki drewniane analogicznie jak przyczółki kamienne będziemy mieli dwóch zasadniczych typów:

- 1) przyczółki w kształcie ścian oporowych ze skrzydłami i
- 2) przyczółki zatopione w nasypie.

Typ pierwszy może być stosowany tylko do niewielkich wysokości t. j. do około 3 m. gdyż przy większych wysokościach napór ziemi jest tak znaczny, że przyczółek pod jego działaniem odchyła się, a często nawet usuwa.

Najprostsza konstrukcja takiego przyczółka pokazana jest na fig. 203. Składa się on z pali, wbitych w grunt do głębokości conajmniej 3 m i w odległości 1,00 m do 1,5 m, jeden od drugiego.

Pale te są połączone za pomocą nasadzonego na nie bala o, który nazywamy oczepem lub kapturem i za pomocą bali c które nazywamy kleszczami.

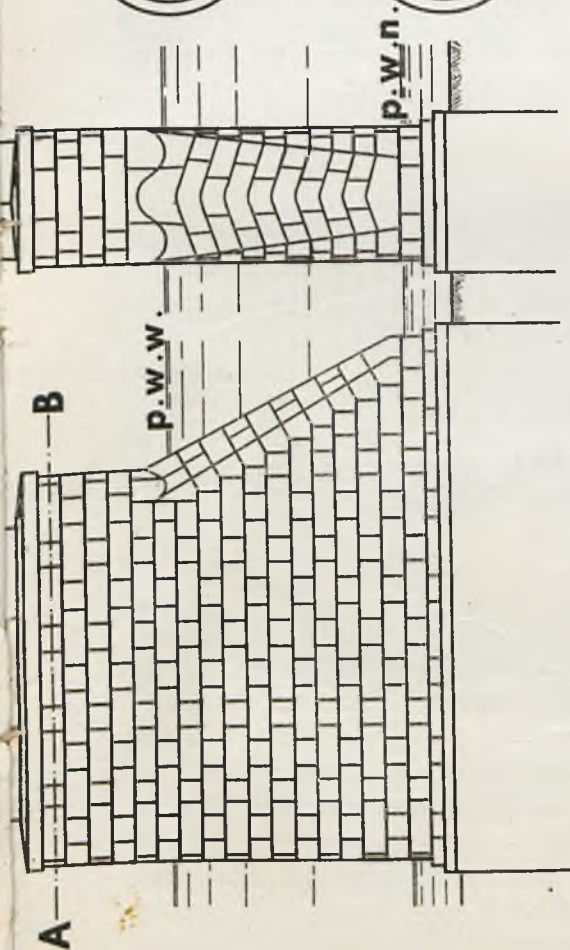


Fig. 202.

Kleszcze stawiamy na poziomie wody normalnej lub niskiej.

Skrzydła idą pod pewnym kątem do osi mostu, najczęściej pod kątem  $45^{\circ}$  i składają się z pali ściętych pod kątem do poziomu w zależności od stoczystości nasypu, który podtrzymują i również połączonych oczepem i kleszczami.

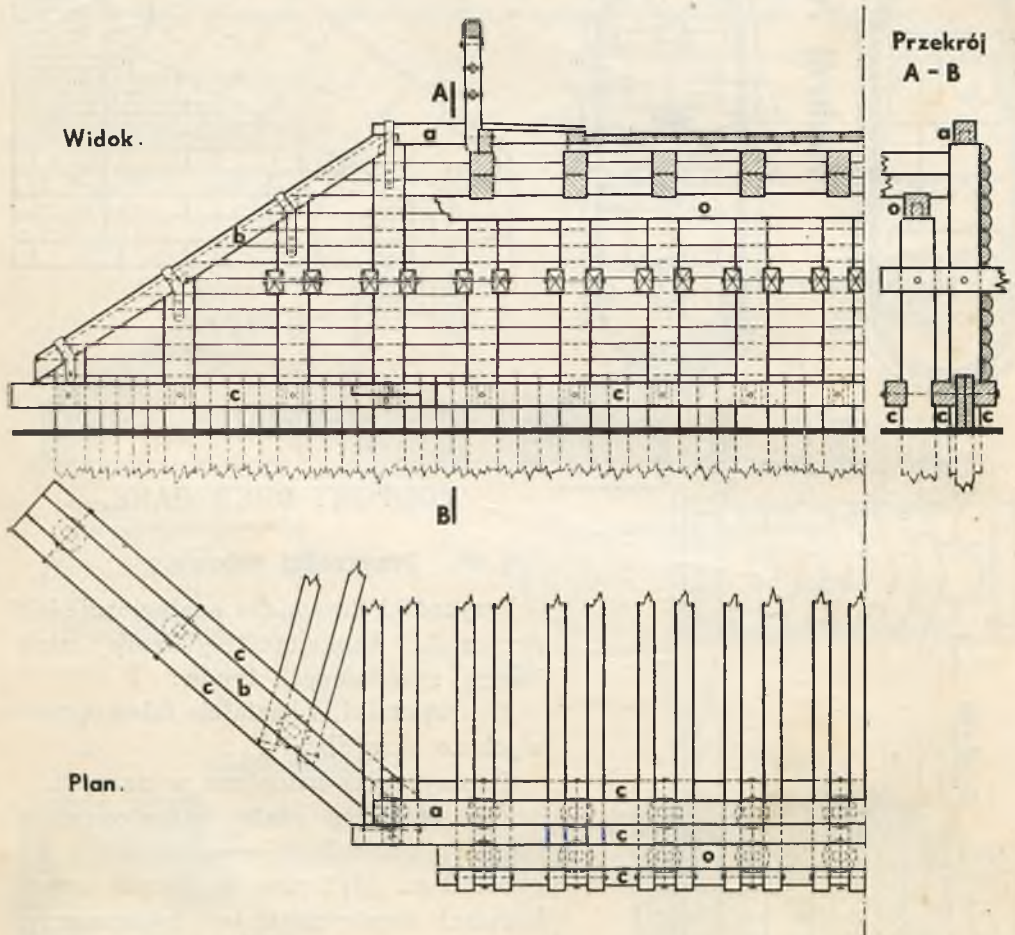


Fig. 203.

Za palami dajemy opierzenie z desek lub dyli<sup>1</sup> a najczęściej z połowic, które łączymy dla uszczelnienia za pomocą wcięć, pokazanych na fig. 204.

Gdy zachodzi obawa, że woda mogłaby wymywać grunt z poza oszalowania, opuszczonego o ile możliwości niżej wody najniższej, wtedy pomiędzy palami wbijamy ściankę szczelną szpuntpalową do odpowiedniej głębokości, która zabezpiecza nasyp za oszalowaniem od podmycia.

Przyczółki w postaci ścian oporowych bez pali kotwicowych może stosować przy wysokościach nasypu do około 1,5 m.

Przy wyższych nasypach musimy wskazany ustrój wzmocnić za pomocą



pali kotwicowych i kleszczy poziomych fig. 205, albo też zapomocą kleszczy poziomych *b* i pochyłych *c* (fig. 206). Pale kotwicowe bijemy w takiej odległości od pali przednich, które tworzą ściankę, aby się znajdowały poza odłamek ziemi, a lepiej aby tkwiły w ziemi poza płaszczyzną naturalnego stoku ziemi. Dalej ustrój jest taki sam, jak w przypadku pierwszym.

Belki, końce których spoczywają na przyczółku, kładą się bezpośrednio na oczepie ścianki oporowej (fig. 206). Lepiej jednak jest do podtrzymania końców belek wbić specjalne pale,



Fig. 204.

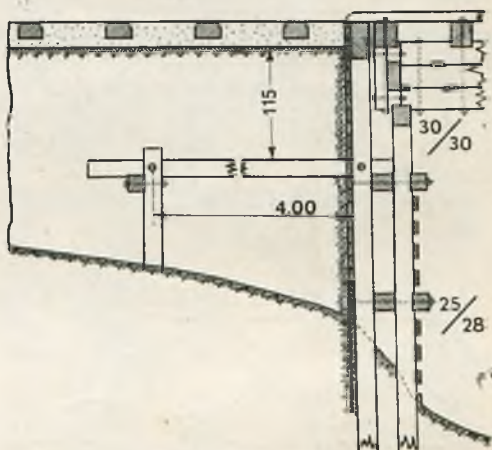


Fig. 205.

połączyć je oczepem i na nim oprzeć dźwigary, gdyż przez to unikniemy złego wpływu wstrząśnień mostu na ściany oporowe (fig. 203, 205).

Kleszcze pochyłe i kleszcze poziome w punkcie przecięcia wcinają się wzajemnie do połowy grubości.

Aby takie ściany oporowe były stateczne pale winny być wbite w grunt na  $\frac{2}{3}$  ich długości.

Przy wysokich nasypach tego rodzaju przyczółki typu bulwarowego nie nadają się, gdyż parcie ziemi otrzymuje się tak duże, że wzmocnienie jakiegokolwiek byłoby bezcelowe lub zbyt kosztowne. W tym przypadku dajemy przyczółki zatopione w nasypie drogi, który zakańcza się stożkiem zwykle o stoczystości 1:1,5, rzadziej o stoczystości 1:1,25.

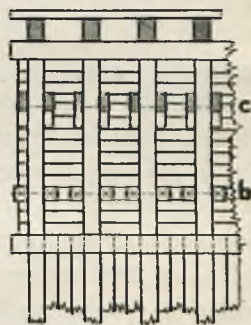
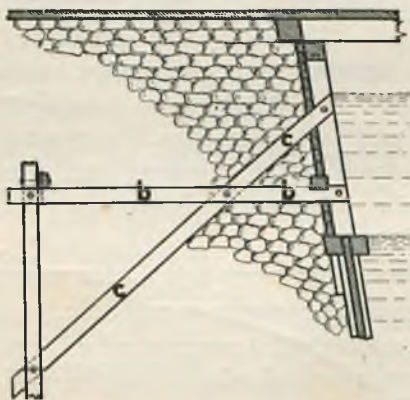


Fig. 206.



Pale wbijamy w pewnej odległości wzdłuż mostu oraz w poprzek mostu; szeregi pali poprzecznych łączymy oczepami oraz kleszczami poprzecznymi i podłużnymi, następnie, aby całą konstrukcję usztywnić, dajemy tężniki pionowe podłużne i poprzeczne (fig. 207).

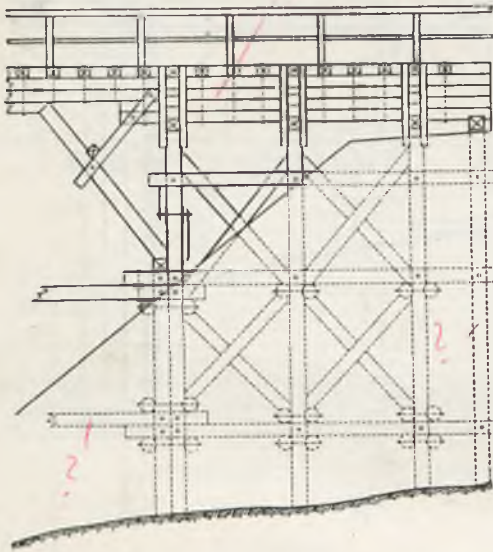


Fig. 207.

przeczne opierają się tężniki pionowe, które mają na celu usztywnić przyczółek i nie pozwolić, aby długie pale odchyłały się w kierunku osi mostu. Przedni szereg pali jest podwójny. Na zewnętrznym palu ściętym na wysokości kleszczy środkowych, ułożony jest kaptur, na którym opierają się końce zastrzałów dźwigarów głównych. Na oczepach górnych położone są belki podłużne.

Na fig. 208 mamy przyczółek przy wysokości nasypu około 12 m. Jak widać z rysunku w przyczółku mamy 4 poprzeczne szeregi pali również stężonych kleszczami podłużnymi i poprzecznymi, oraz zastrzałami w kierunku osi mostu. By zmniejszyć liczbę szeregów pali w przyczółku przed nasypem zastosowano belki dwu zastrzałowe zamiast bicia dodatkowych czterech szeregów pali.

W małych mostach przy niewysokich nasypach przyczółki mogą się składać z jednego lub dwóch poprzecznych szeregów pali, połączonych tylko oczepami i nie mieć żadnego połączenia wzdłuż mostu (fig. 209).

Ponieważ pale tkwią tutaj prawie całą swą długością w ziemi przeto nie zachodzi obawa ich przesunięcia w kierunku osi mostu.

Możemy też zamiast wbijania pali na znaczną głębokość w mostach o niewielkiej rozpiętości i drugorzędnego znaczenia prosto okopywać słupy, stawiając je na większe kamienie, aby oddać ciśnienie od pali na większą płaszczyznę gruntu (fig. 210). Głębokość w tym przypadku po-

Na fig. 207 pokazany jest przyczółek przy wysokości nasypu około 8,00 m. Przyczółek ten składa się z trzech poprzecznych szeregów pali w odległości 2,3 m jeden od drugiego i jednego dodatkowego, który podtrzymuje końce belek podłużnych, przy tym pierwszy zewnętrzny szereg jest podwójny. Na poziomie wody normalnej pale te są ściągnięte kleszczami podłużnymi i kleszczami poprzecznymi. Wyżej w odległości 3,5 m od kleszczy dolnych na poziomie nieco wyżej wody wysokiej są postawione również kleszcze poprzeczne i podłużne. Nieco niżej oczepów mamy jeszcze kleszcze podłużne. W kleszcze po-

winna być nieco większa od głębokości przemarzania gruntu, w przeciwnym bowiem razie grunt, zamarzając pod podporą i pęczniąc, mógłby podnosić i tym sposobem wysadzić podporę,

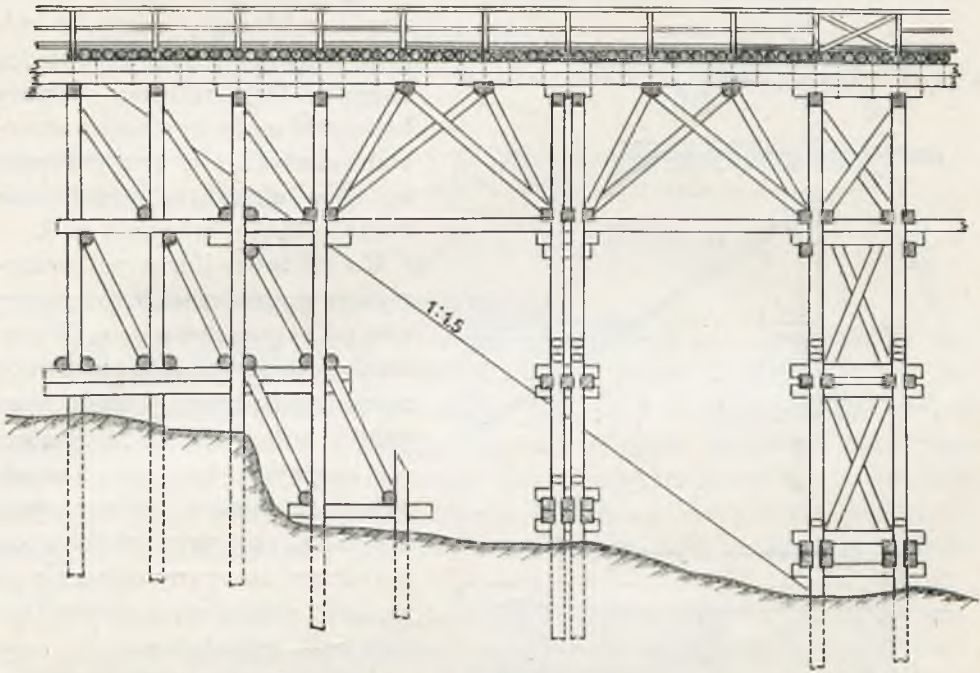


Fig. 208.

Pale wkopane dla lepszego zabezpieczenia ich od gnicia powinny być obrzucone żwirem, tłuczniem lub kamieniami. Woda koło pali wtedy ścieka do warstw niższych i nie powoduje prędkiego gnicia. Dobrze jest słupy albo opalać, albo też nasycać płynami przeciwnilnymi, jak np. chlorkiem rtęci lub cynku, siarcza-

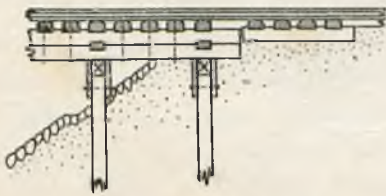


Fig. 209.

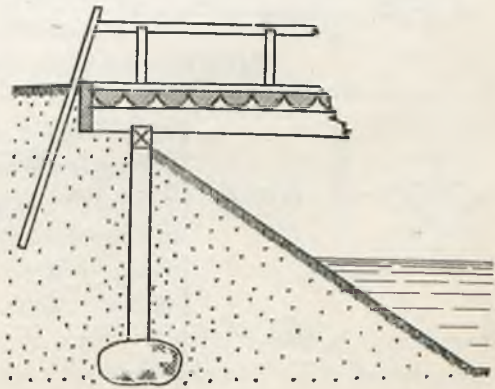


Fig. 210.

nem miedzi lub kreozotem, albo wprost wysmarować powierzchnię pala smołą lub karbolineumem. Smarowanie drzewa smołą lub innymi płynami powinno być stosowane do drzewa suchego.



Zamiast stawiać słupy na kamienie możemy je stawiać na skrzyżowane legary i dla większej stateczności połączyć z legarami zastrzałami, Słupki i legary również powinny być obsypane żwirem, tłuczniem lub kamieniami dla odwodnienia. Słupki wcinają się w legary na czop (fig. 211). Na

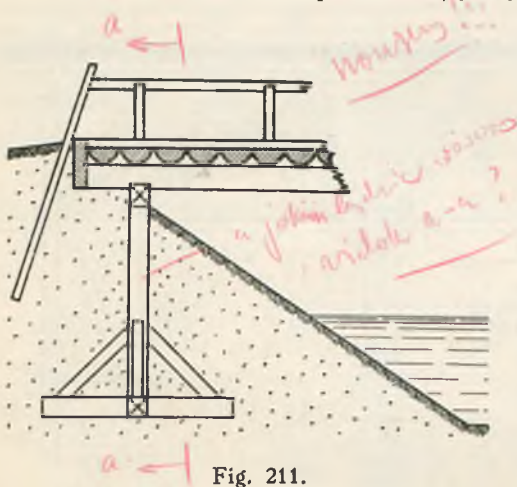


Fig. 211.

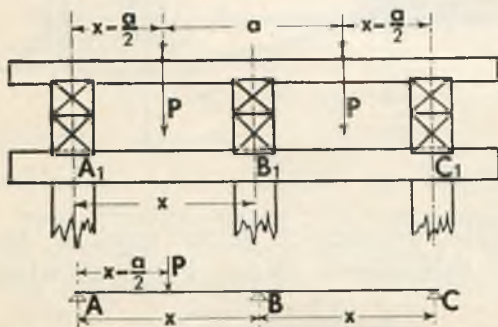


Fig. 212.

słupki nakładamy oczepek, z którym łączymy słupki za pomocą czopów. Tego rodzaju podpory brzegowe możemy stawiać w mostach małych i w tym przypadku, gdy charakter gruntu nie daje możliwości wbijania pali.

Co się tyczy liczby pali w szeregach poprzecznych, to zależy ona od szerokości mostu. W mostach kolejowych jednotorowych najmniej będziemy mieli dwa pale w odległości 1,8 m. Następnie mogą być trzy pale i wtedy odległość między palami damy taką, aby przy nacisku osi parowozu na szyny ciśnienie na na belki podłużne, a zatem i na pale było jednakowe.

Jeżeli przeto przez  $a$  oznaczymy odległość pomiędzy szynami, a przez  $x$  odległość pomiędzy palami, to, rozpatrując mostownicę jako belkę ciągłą, otrzymamy od jednej siły  $P$  następujące ciśnienia na podpory  $A$ ,  $B$  i  $C$  (fig. 212).

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

$$B = P \left[ \frac{3}{2} \frac{x - \frac{a}{2}}{x} - \frac{1}{2} \frac{\left(x - \frac{a}{2}\right)^3}{x^3} \right]$$

$$C = -P \left[ \frac{1}{4} \frac{x - \frac{a}{2}}{x} - \frac{1}{4} \frac{\left(x - \frac{a}{2}\right)^3}{x^3} \right]$$

Od dwóch sił  $P$  otrzymamy odpory  $A_1$ ,  $B_1$  i  $C_1$  następujące:



$$A_1 = C_1 = A + C = P \left[ 1 - \frac{3}{2} \frac{\left(x - \frac{a}{2}\right)}{x} + \frac{1}{2} \frac{\left(x - \frac{a}{2}\right)^3}{x^3} \right]$$

$$B_1 = 2B = 2P \left[ \frac{3}{2} \frac{\left(x - \frac{a}{2}\right)}{x} - \frac{1}{2} \frac{\left(x - \frac{a}{2}\right)^3}{x^3} \right]$$

a ponieważ z założenia  $A_1 = B_1 = C_1$ , przeto otrzymamy następujące równanie trzeciego stopnia:  $32x^3 - 18a^2x + 3a^3 = 0$ , lub

$$x^3 - \frac{9}{16}a^2x + \frac{3}{32}a^3 = 0, \text{ skąd } x = 0,646a.$$

Jeżeli przeto  $a = 1,50$  m, to  $x = 0,97$  m.

W mostach długich lepiej stosować trzy szeregi pali, ponieważ w razie niezupełnie prawidłowego wbicia pali w planie jesteśmy pewni, że szyny będą zawsze położone wewnątrz pali. Gdy tymczasem przy dwóch palach, rozstawionych w odległości 1,8 m i w razie zboczenia tych pali przy wbijaniu z linii, szyny mogą się okazać na zewnątrz, co jest niedobrze, gdyż powstaje wtedy ujemne oddziaływanie na dalej położonej podporze i podnoszenie wskutek tego oczepu, do czego nie należy dopuszczać.

Przy czterech palach w przekroju poprzecznym pale te stawiamy tak, aby ciśnienie na nie było jednakowe, przeto dajemy je albo po dwa w dotyk jeden do drugiego (fig. 213a), albo też po dwa w takiej odległości między osiami tych pali w kierunku poprzecznym, aby pomiędzy nimi można było umieścić kleszcze, zatem światło między nimi powinno być około 0,18 m do 0,20 m (fig. 213b). Wzdłuż mostu pale też mogą być pojedyncze, podwójne lub nawet potrójne w zależności od ich długości, od obciążenia i nośności pali, co zależne jest od jakości gruntu.

Nośność pali określamy sposobem, jaki był omawiany przy posadach palowych podpór kamiennych.

Odległość między palami w kierunku podłużnym również może być taka, aby pomiędzy palami można było umieścić kleszcze, lub też bije się je w dotyk.

Oprócz pali, które bezpośrednio niosą budowę wierzchnią w przypadku, gdy pale znacznie wystają ponad poziomem ziemi, zatem w pobliżu stopy nasypu dajemy jeszcze pale dodatkowe - zastrzałowe w takiej odległości od pali nośnych  $N$ , by zastrzały  $Z$  miały pochylenie od 1:1 do 1:1/2. Pale te łączymy zapomocą kleszczy i zastrzałów z palami głównymi.

Pale zastrzałowe, stępują podporę w kierunku poprzecznym mostu (fig. 214).

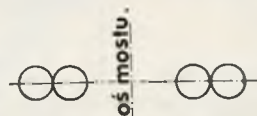


Fig. 213 a.

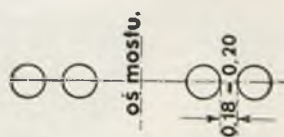


Fig. 213 b.

Skrajne wewnętrzne pale zwykle całkowicie są zanurzone w nasypie, zachodząc za koronę nasypu około 0,5 m. Oczepek, łączący te pale, podtrzymuje końce belek głównych, które zakańczają most i dają połączenie z nasypem drogi.

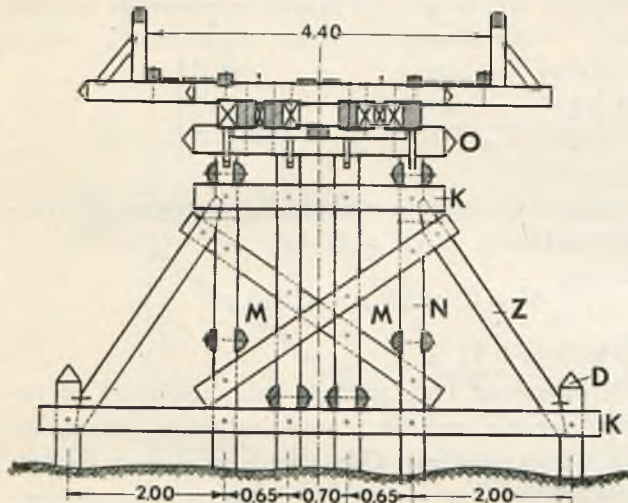
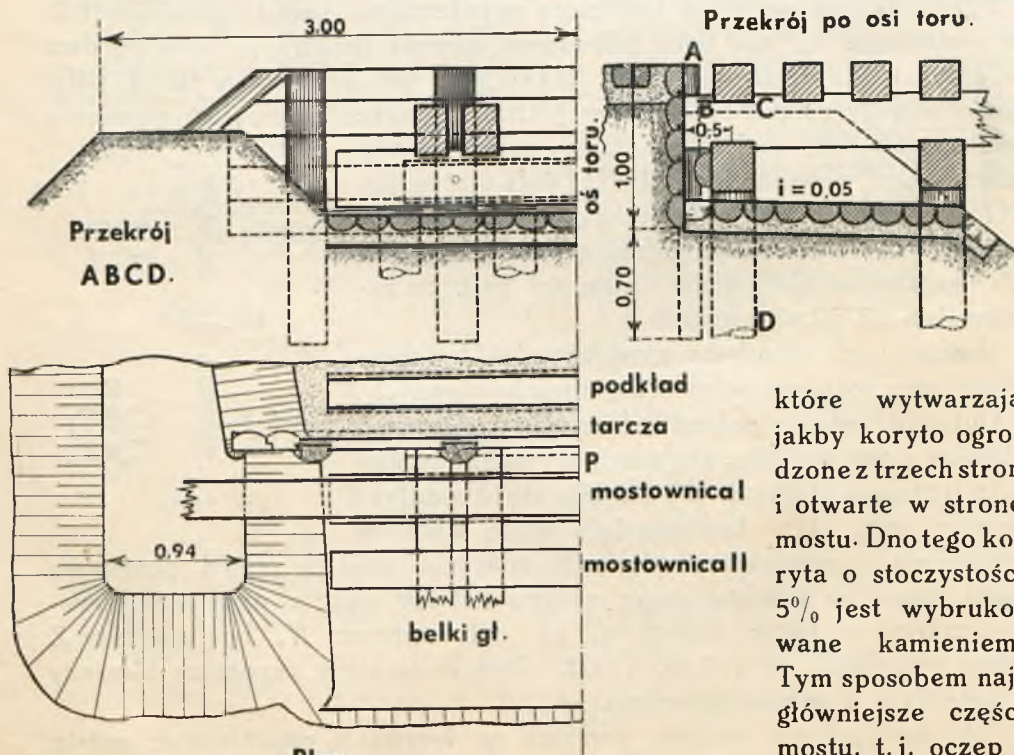


Fig. 214.

Z tego rysunku widzimy, że belki główne przedłużone są na 0,5 m poza oś oczepeu w stronę nasypu. Za końcami belek głównych postawione są tarcze z półbierwion odpowiednio wciętych jedno w drugie dla uszczelnienia, jak pokazane na rysunku. Tarcze te opierają się w końce belek głównych i przez dodatkowe półbierwiona w oczepek. Nasyp podtrzymany jest tymi tarczami,



Plan.

Fig. 215.

Połączenie mostu z nasypem pokazane jest na fig. 215.

Z tego rysunku widzimy, że belki główne przedłużone są na 0,5 m poza oś oczepeu w stronę nasypu. Za końcami belek głównych postawione są tarcze z półbierwion odpowiednio wciętych jedno w drugie dla uszczelnienia, jak pokazane

Przekrój po osi toru.

które wytwarzają jakby koryto ogrodzone z trzech stron i otwarte w stronę mostu. Dno tego koryta o stoczystości 5% jest wybrukowane kamieniem. Tym sposobem najważniejsze części mostu, t.j. oczepek i belki główne są od-



grodzone od ziemi i do nich ma dostęp powietrze, przeto zabezpieczone są od prędkiego gnicia. Wogóle, jako zasadę trzeba przyjąć, że końce czołowe belek głównych oraz tarcze powinny być pokryte preparatami przeciwnilnymi, szczególnie od strony nasypu. Pomiędzy końcami belek podłużnych a deskami tarczy dobrze jest dać przekładki filcowe przesycone asfaltem.

Mówiąc o połączeniu mostu drewnianego z nasypem drogi należy wskazać tutaj, jakim głównym warunkom powinno odpowiadać to połączenie.

Przede wszystkim skarpy nasypu od strony rzeki powinny mieć stoczność 1:1,5.

Pale skrajne od strony nasypu powinny zachodzić conajmniej na 0,50 m poza koronę nasypu, jak to już było wskazane wyżej.

Końce dźwigarów głównych i te elementy drewniane mostu, które się stykają z ziemią powinny być pokryte preparatami przeciwnilnymi. Nasyp poza przyczółkiem powinien być dobrze ubijany nie wyłączając skarp, aby jaknajmniej osiadał.

Skarpy nasypu od strony rzeki powinny być należycie wzmocnione na wysokość conajmniej 1,0 m wyżej wody wysokiej w rzece według sposobów, o jakich była mowa przy wzmacnianiu skarp przy przyczółkach kamiennych.

#### § 61. Przyczółki kaszycowe.

Jeżeli grunt nie dopuszcza wbijania pali, jak np. piasek ze żwirem lub grunt kamienisty, wtedy stosujemy przyczółki kaszycowe (fig. 216).

Kaszycę robimy z drzewa okrągłego. Kaszyca jest to zrąb, którego ściany zewnętrzne połączone są ścianami wewnętrznymi poprzecznymi i podłużnymi, by je wzmocnić i zabezpieczyć od wygięcia. Odległość pomiędzy ścianami wewnętrznymi — przegródkami daje się od 1,5 m do 2,5 m.

Na drugim lub trzecim wieńcu od dołu dajemy zwykle podłogę nie koniecznie szczelną, również z drzewa okrągłego i całe wnętrze zrębu wypełniamy kamieniami.

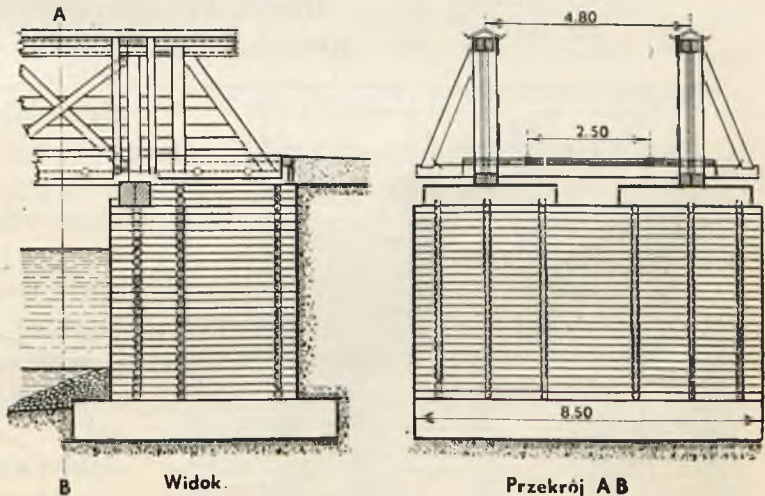


Fig. 216.



Tym sposobem otrzymujemy jakby kamienny przyczółek wyłożony z kamienia na sucho i do utrzymania tego kamienia w formie wymaganej mamy zewnętrzną powłokę. Kształt zewnętrzny tym przyczółkom może

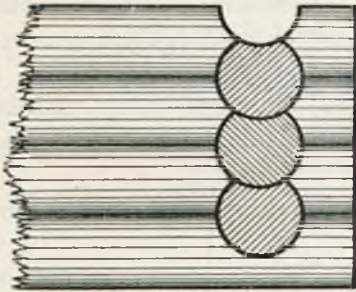


Fig. 216 a.

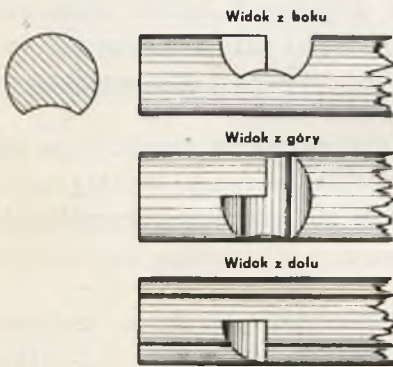


Fig. 216 b.

być nadany jak przyczółkom kamiennym np. ze skrzydłami równoległymi do osi mostu, w kształcie litery T, lub ze skrzydłami pod pewnym kątem do osi mostu, Wcięcia węglowe zrębu dajemy według fig. 216 a lub 216 b.

Ażeby ścianki zrębu i węgly usztywnić, dajemy po rogach pionowe kleszcze, które ściągamy śrubami. Śruby stawiamy w otwory wydłużone pionowo, aby przy osiadaniu zrębu śruby nie były zginane. Na kleszcze pionowe dajemy oczepy i na te już stawiamy belki główne. Belki podłużne stawiamy dlatego na kleszczach pionowych, a nie bezpośrednio na ścianach zrębu, gdyż w kierunku poprzecznym drzewo usycha lub pęcznieje i wtedy dźwigary podnosiły by się lub opuszczały, a przy znacznych wysokościach przyczółków gra ta mogłaby być bardzo znaczna. Tak np. biorąc tylko wysokość ścian 5,00 m i poprzeczny skurcz drzewa 0,04 otrzymalibyśmy 0,2 m gry na wysokościach końców dźwigarów. Oczy-

wiście tak znaczne wzniesienie lub obniżenie w moście jest niedopuszczalne i dla tego dajemy specjalne słupy ustawione na podłodze kaszycy i na tych słupach wspieramy dźwigary mostowe.

W mostach o dużych rozpiętościach ustawianie przeseł na oczepy pojedyncze byłoby niemożliwe ze względu na duże ciśnienie od dźwigarów. W tym przypadku stawiamy w przedniej części podpory wewnątrz kaszycy

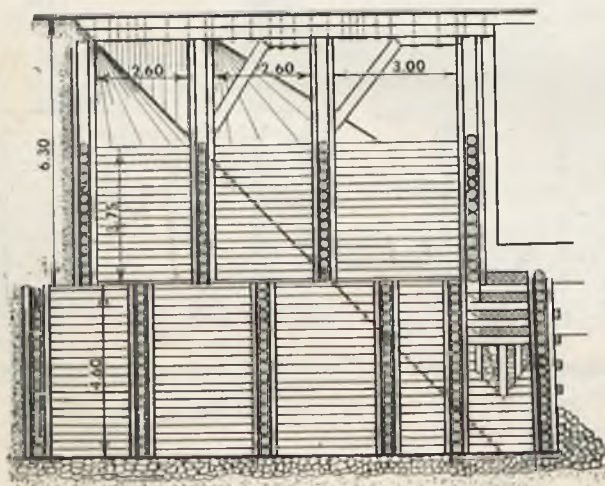


Fig. 217.

pewną ilość słupków na legarach ułożonych na podłodze kaszycy, które łączymy oczepami, na te oczepy kładziemy na krzyż kilka warstw bali, które tworzą poduszkę do ustawienia na niej przeseła (fig. 217).

## § 62. Filary drewniane.

Filary drewniane lub tak zwane jarzma (fig. 218) co do ustroju swego mało się różnią od ustroju przyczółków. Tworzą je następujące części.

1) Pale, które wbijamy w grunt na większą lub mniejszą głębokość. Najmniej od 2,5 m do 3,0 m, a czasem i więcej. Zależy to od jakości gruntu a także od ewentualnego rozmycia dna przy wysokim stanie wody.

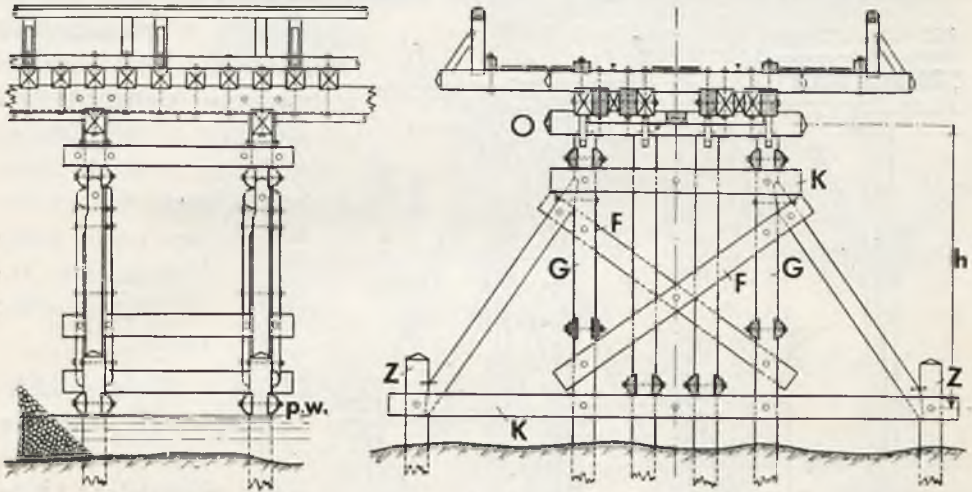


Fig. 218.

Gdy mówimy, że pale wbijamy na 2,5 m i 3,0 m, to należy rozumieć, że na takiej długości pale będą tkwić w gruncie po rozmyciu dna.

Dążyć musimy do tego, aby pale dobrze tkwiły w gruncie, aby nie ruszały się. Zwykle wbijamy pale pionowo (fig. 219) chociaż czasem dajemy też pale ukośne  $10/1$ ,  $20/1$  wbite tak dla większego usztywnienia i stateczności podpory (fig. 225, 227).

Pale (G), nad którymi bezpośrednio stawiamy belki dźwigarów głównych, nazywamy palami głównymi, zaś inne, które służą do stężenia podpory zapomocą zastrzałów, będziemy nazywać palami zastrzałowymi.

2) Kaptur czyli oczep, który łączy pale główne w kierunku poprzecznym mostu. Pale łączymy z oczepem zapomocą czopów lub przy oczepach podwójnych, takowe obejmują główce pali w postaci kleszczy. Główce pali mają wtedy wcięcia na jaskółczy ogon.

3) Kleszcze (K) t. j. belki poprzeczne poziome, obejmujące pale z dwóch stron. Stosujemy je przy filarach wyższych niż 3 m. Służą one również do usztywnienia podpory. Stawiamy je na poziomie wody niskiej i przy filarach o wysokości od 5,0 i więcej metrów, również na poziomie wody wysokiej. Wogóle przy wysokich filarach kleszcze dajemy co 3 m do 4 m.

4) Teżniki pionowe (F), które służą do stężenia filara w kierunku poprzecznym. Teżniki takie mogą być albo w postaci ukośnych klesz-



czy podwójnych, albo czasem jako półkleszcze i wtedy składają się z bali ukośnych pojedynczych, z odpowiednimi wcięciami w pale i położonych w jednym kierunku z jednej strony pali i w drugim kierunku z drugiej strony pali (fig. 218).

Jeżeli dajemy półkleszcze, to takowe powinny być z drzewa o średnicy nie mniejszej od 20 cm. lub z półbierwion otrzymanych z bierwion o średnicy od 25 do 30 cm. Zamiast kleszczy ukośnych dają się za-

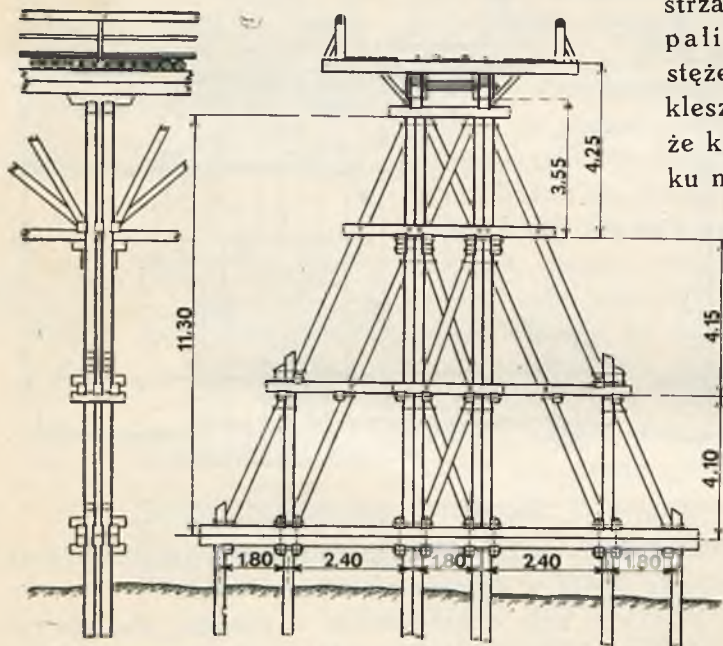


Fig. 219.

pali zbyt nie osłabiać, okazują się za słabe i wtedy zamiast kleszczy lepiej jest dać zastrzały pomiędzy palami.

Dla ochrony od kry i przedmiotów płynących filary oraz ich części składowe, szczególnie zastrzały na wysokości wody wysokiej, objamy dylami od 7 cm do 9 cm grubości.

Filary mogą być pojedyncze, podwójne, potrójne lub nawet poczwórne.

Filary pojedyncze składają się z jednego szeregu pali lub z dwóch a nawet z trzech, lecz rozstawionych jeden od drugiego nie więcej niż na grubość kleszczy. Na fig. 219 pokazany jest filar pojedynczy, składający się z dwóch szeregów pali w kierunku poprzecznym. Jeżeli pojedyncze, czyli płaskie filary rozstawimy na pewną odległość od 1,0 m do 2,0 m, otrzymamy filary podwójne (fig. 220). Obie części filara podwójnego łączymy kleszczami podłużnymi, a także stężamy zastrzałami lub kleszczami ukośnymi w kierunku podłużnym mostu. Połączenie kleszczami podłużnymi i tężnikami pionowymi trzech pojedynczych filarów, rozstawionych na odległości od 1,0 m do 2,0 m jeden od drugiego, daje filary potrójne, które stosuje się dość rzadko, gdyż są to filary silne i ko-

strzały w płaszczyźnie pali (fig. 219). Są to stężenia silniejsze od kleszczy, a to dlatego, że kleszcze wcięte z boku nie mogą tak pracować całym przekrojem, jak zastrzały pomiędzy palami.

W wysokich filarach stężenia poprzeczne w kształcie kleszczy ukośnych ze względu na nieduże wcięcia w pale, jakie się zwykle daje, a to dlatego aby



sztowne. Stosujemy je tylko przy gruntach słabych lub przy mostach wysokich i to w połączeniu z filarami pojedynczymi lub podwójnymi.

Filarów poczwórnych w mostach drewnianych nie stosujemy, gdyż dla mostów tych okazują się takie filary za silne. Używamy je zaś w tych przypadkach, gdy na drewniane filary, jako na podpory czasowe, stawiamy przęsła stalowe.

Odległość  $h$  od osi oczepu do osikle-szczy dolnych nazy-

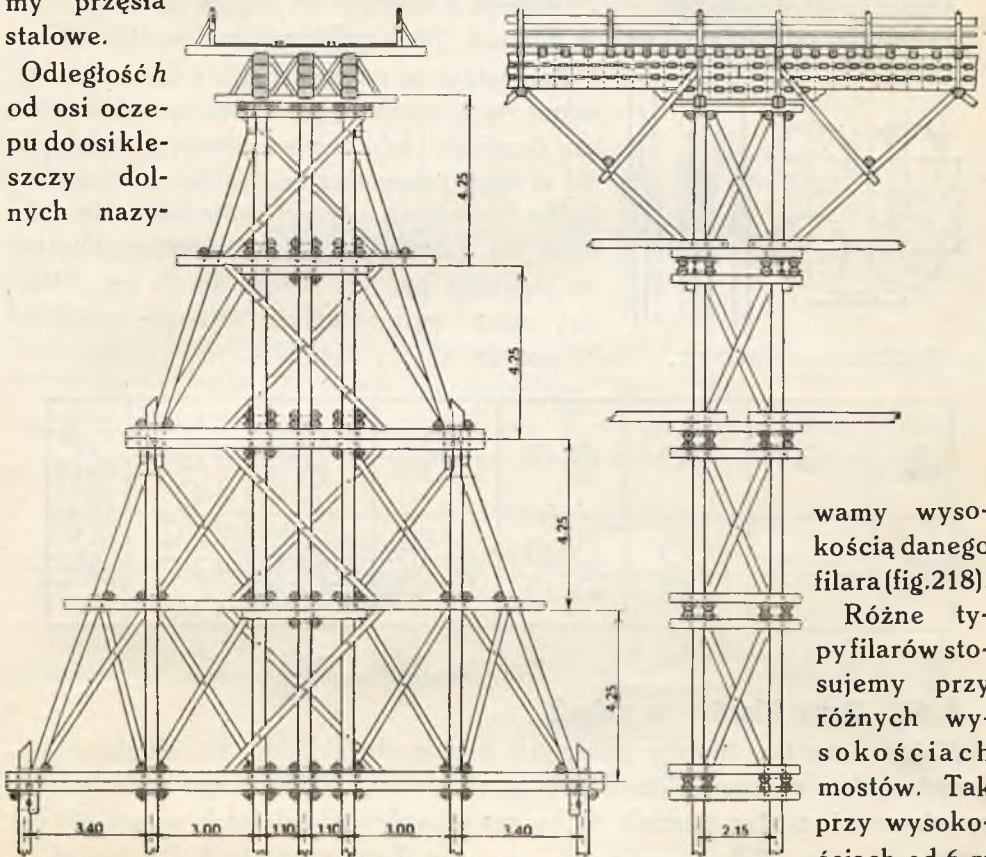


Fig. 220.

wamy wysokością danego filara (fig. 218).

Różne typy filarów stosujemy przy różnych wysokościach mostów. Tak przy wysokościach od 6 m do 7 m w mostach bezroz-

porowych możemy stosować filary pojedyncze (fig. 219).

Przy wysokościach od 7 m do 10 m dajemy na dwa filary pojedyncze jeden podwójny (fig. 220), a to w celu nadania mostowi pewnej sztywności w kierunku podłużnym.

Przy wysokości nasypu od 10 m do 13 m filary podwójne stawiamy na przemian z pojedynczymi.

Wreszcie, przy wysokościach nasypów od 13 m do 15 m dajemy wszystkie filary podwójne.

Główne słupy filara płaskiego mogą się składać z kilku pali od 1 do 6 w zależności od jakości gruntu, głębokości wbicia pali w grunt i od wielkości obciążenia, jakie przypada na słup filara. Przy gruntach sł-

bych i przy wbijaniu pali na mniejsze głębokości liczba pali w słupie filara będzie większa.

Liczba pali czyli bierwion w słupie może być jednakowa na całej jego wysokości lub też może się zmniejszać ku górze. W pierwszym przypadku będziemy nazywać słupy prostymi, w drugim piramidalnymi.

Piramidalne słupy schematycznie są pokazane na fig. 221.

Położenie oddzielnych pali w słupach filara pokazane jest na fig. 222.

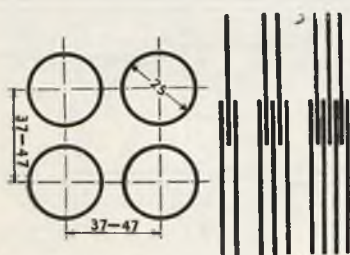


Fig. 223.

Fig. 221.

Jak widać z tego rysunku oddzielne bierwiona w słupach są rozłożone w dotyk jeden do drugiego lub też w pewnym odstępie. W drugim przypadku odstęp dajemy taki, aby belka kleszczy z odpowiednim wcięciem mieściła się pomiędzy palami, zatem odległość ta powinna być od 10 cm do 20 cm. Między osiami pali odległość wynosić będzie od 37 cm do 47 cm (fig. 223).

oś filara							oś filara
oś filara							oś filara

Fig. 222.

### § 63. Typy filarów na palach.

Najprostszy typ filarów palowych będzie się składać ze słupków pojedynczych i oczepu, który łączy te słupki (fig. 224). Tego rodzaju filary stosować można jednak tylko przy bardzo niewielkich wysokościach (do 3 m) w mostach drogowych.

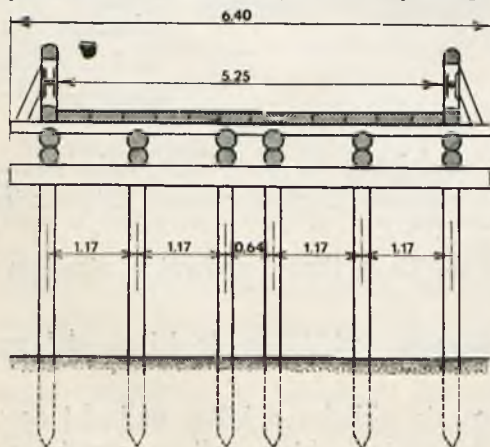


Fig. 224.

W mostach kolejowych skrajne pale wbijamy ukośnie dla stężenia filara w kierunku poprzecznym lub też dajemy kleszcze ukośne (fig. 225, 226).

W filarach do 6 m wysokości dla większego stężenia w kierunku nie tylko poprzecznym, lecz i podłużnym wbijamy trzy poprzeczne szeregi pali, z których środkowe są pionowe, zaś boczne są ukośne. Również skrajne pale szeregu środkowego są wbite ukośnie. Pale



połączone są zapomocą krótkiego oczepu podłużnego i na tych oczepach podłużnych spoczywa belka poprzeczna, zwykle podwójna, która w kształcie kleszczy trzyma skrajne pale ukośne (fig. 227).

W mostach drogowych przy wysokości filara do 5 m, oprócz kleszczy ukośnych dajemy kleszcze poziome na poziomie wody niskiej (fig. 228). Przy dalszym zwiększeniu wysokości do 8 m dajemy kleszcze poziome

dodatkowe mniej więcej na połowie wysokości, i wtedy kleszcze ukośne lub zastrzały będziemy mieli już podwójne (fig. 229).

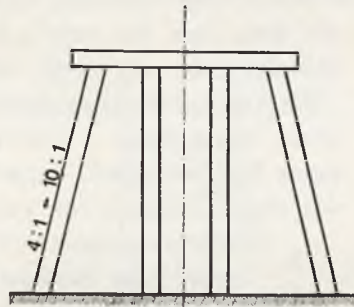


Fig. 225.

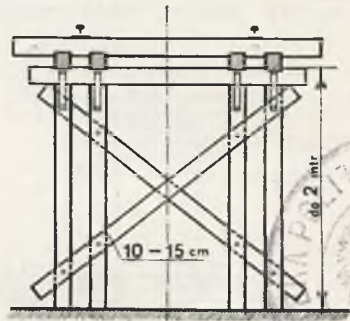


Fig. 226.

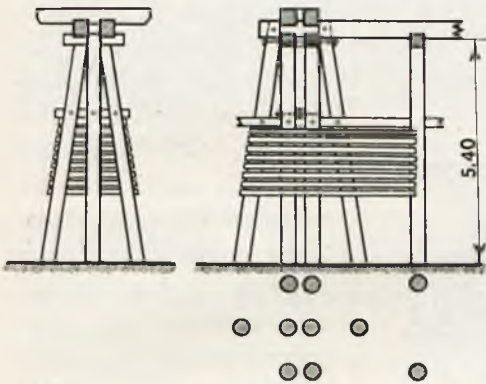


Fig. 227.

W mostach szerokich, a przeto w długich filarach, kleszcze ukośne

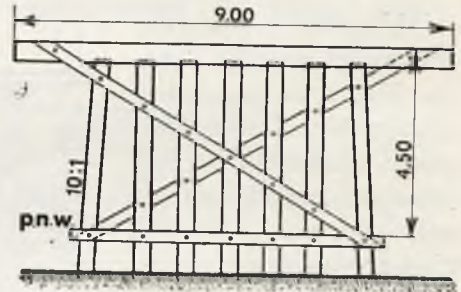


Fig. 228.

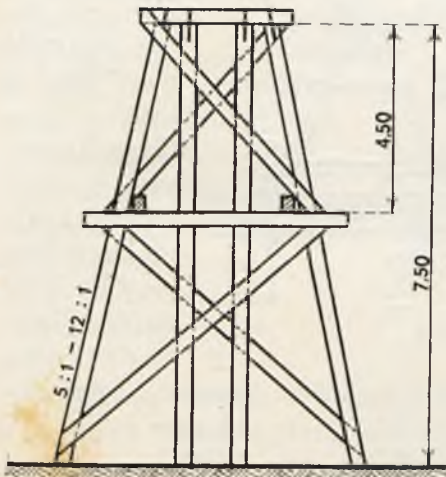


Fig. 229.

mogą być podwójne nie tylko na wysokości filara, lecz też i na jego szerokości. Końce kleszczy ukośnych mogą być wcięte w kleszcze poziome, które są odpowiednio wcięte w pale tak,

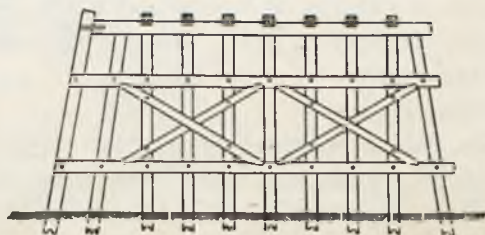


Fig. 230



aby się nie mogły przesuwać ani w kierunku poziomym, ani też w kierunku pionowym (fig. 230).

Następnym typem filarów będą filary, w których oprócz głównych pali dajemy jeszcze pale zastrzałowe. Tych ostatnich może być po jednym, po dwa lub po trzy z każdej strony filara w zależności od jego wysokości.

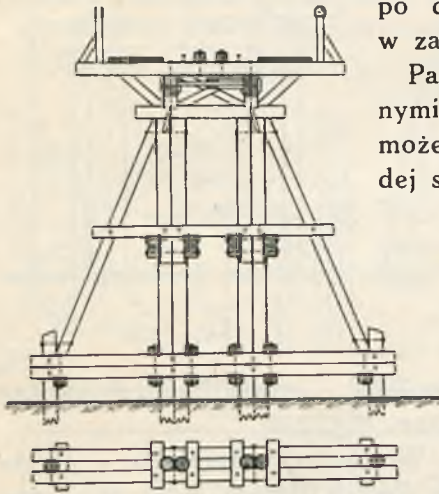


Fig. 231.

mi kleszczy poziomych. pokazany na fig. 232. jest filar z dwoma parą z podwójnymi zastrzałkami ukośnymi. Na fig. rema parami pali zastrzałkowych pojedynczymi z każdej niem poprzecznym za po-

Figura 234 po trzy pale każdej strony strzały. Nadpalami głównymi zastrzałki położyście stężyc ku poprzec-

By usztyw- most w kie- nym, czasem przęśła po- mi wbijamy

pale, które łączymy zastrzałkami z górnymi częściami filarów. Tym sposobem otrzymujemy usztywnienie podłużne, które jest widoczne z fig. 235.

Do usztywnienia służą tutaj kleszcze podłużne oraz ściągi.

Pale zastrzałowe są połączone z palami głównymi kleszczami i zastrzałami. Zastrzałów może być też jedna, dwie lub trzy pary z każdej strony filara. Tak pale zastrzałowe, jak również i zastrzały dajemy, aby usztywnić filar w kierunku poprzecznym mostu (fig. 218).

Filary z jedną parą zastrzałów i dwiema parami poziomych kleszczy stosujemy przy wysokościach do 6 m (fig. 231).

Przy wysokościach do 12 m możemy stosować filary z jedną parą zastrzałów i z trzema lub więcej para-

Tej konstrukcji filar jest Na fig. 233 pokazany mi pali zastrzałkowych, mi i dodatkowymi klesz- 233 a mamy filar z czte- łowych, z zastrzałami strony filara i ze stęże- mocą kleszczy ukośnych. przedstawia filar mający

zastrzałowe z i po trzy za- to pomiędzy nymi dane są dwójne, by na- filar w kierun- nym mostu. nieć filar i cały runku podłuż- p o ś r o d k u między filara- d o d a t k o w e

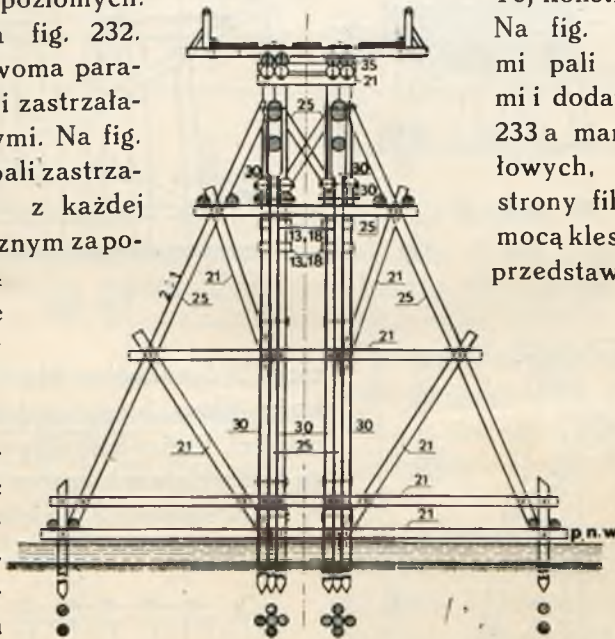


Fig. 232.

Dodatkowe pale pośrodku przęsła można dawać tylko wtedy, gdy im nie zagraża kra lub inne przedmioty płynące w potoku. Można je stosować w dolinach małowodnych.

Oprócz wyżej rozpatrzonych typów filarów mamy jeszcze filary rusztowaniowe.

Filary tego typu z widoku ogólnego przedstawiają filary podwójne z rozstawieniem słupów ich od 2m do 3m (fig. 236 i 237).

Odległość w świetle między tymi filarami robimy albo taką samą, jaka jest między słupami filarów, lub większą. Zależy to od dźwigarów głównych i od obciążenia ruchomego.

Na fig. 233 i 233a - pokazany

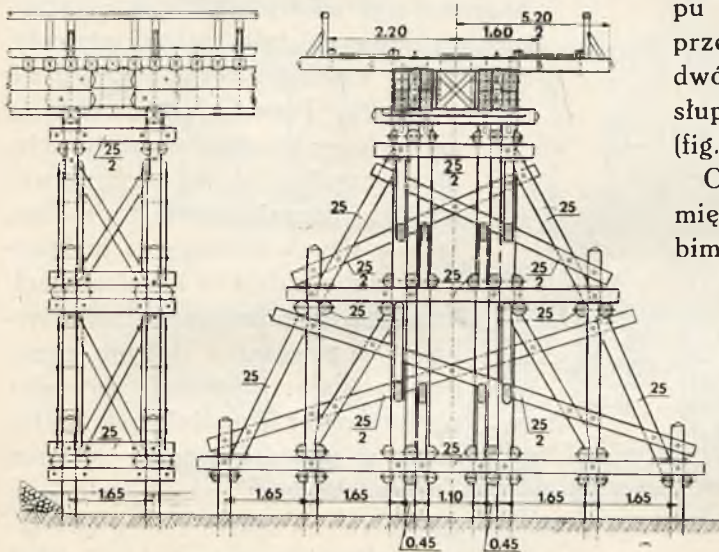


Fig. 233.

jest wysoki filar podwójny mostu kolejowego.

#### § 64. Połączenie zastrzałów z filarami.

Przystępując do omówienia szczegółów konstrukcji mostowych drewnianych uważamy za konieczne zwrócić uwagę, że w konstrukcjach tych oddawanie sił przez jedne pręty drugim powinno się odbywać za pomocą odpowiednich wcięć, lub specjalnych wkładek, śruby zaś służą w tych konstrukcjach do utrzymania prętów w ich wcięciach.

Oddawanie sił przez śruby bez odpowiednich wcięć lub wkła-

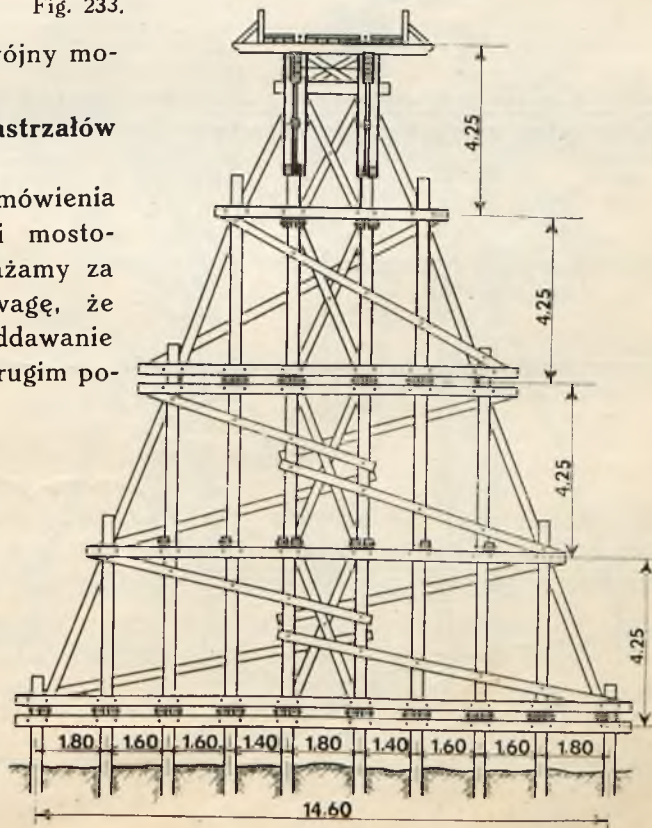


Fig. 233 a.



dek zwykle prowadzi do ruiny konstrukcji. Drzewo usycha, śruby się rozluźniają i pręty nie mając odpowiednich wcięć, gną śruby; następują przesunięcia znaczne jednego pręta względem drugiego i cała konstrukcja zniekształca się. Mosty budowane z unikaniem wcięć odpowiednich w połączeniach prętów na tyle się odkształcały, że most w niedługim czasie stawał się nie do użytku. Prawdą jest, że wcięcia należyte podrażają konstrukcję,

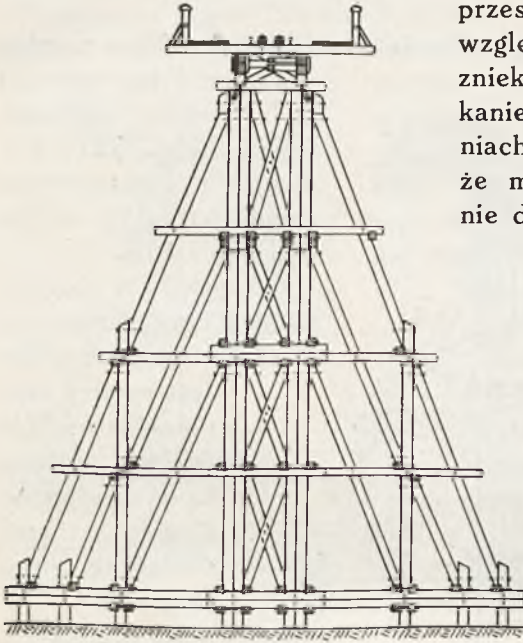


Fig. 234.

lecz wszystko, co jest dobrze wykonane, początkowo jest droższe, lecz w użyciu ostatecznie jest tańsze. Śruby zatem w konstrukcjach drewnianych powinny pracować tylko na rozciąganie. Jedyne przypadki, gdzie śruby mają za zadanie pracować i na ścinanie spotykamy w mostach z desek systemu Towna. W tych jednak ustrojach praca śrub na zginanie nie przedstawia niebezpieczeństw żadnych, gdyż

śruby pracują tam zwykle jako wielocięte, deski nie są zbyt grube, drzewo desek jest zazwyczaj suche, zatem zginanie nie ma miejsca.

Mówiąc o śrubach, pracujących na rozciąganie należy tutaj zwrócić uwagę, że każda śruba tak pod nasrubkiem jak również i pod główką powinna mieć odpowiednią podkładkę. Grubość podkła-

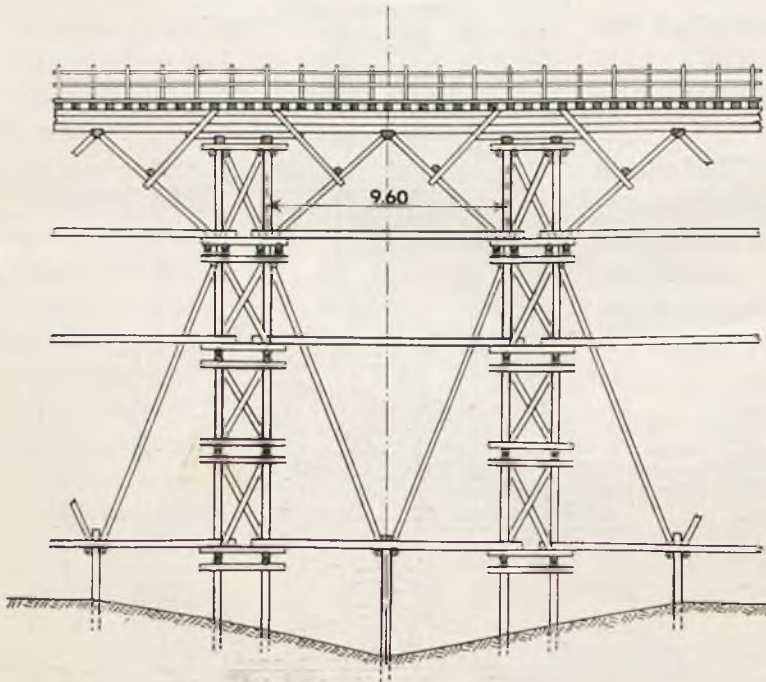


Fig. 235.



dek zależy od ich wymiarów. Wymiary podkładki czy to kwadratowej, czy to okrągłej powinny być takie, aby one nie wżerały się w drzewo przy pełnym naciągu śrub. Grubość zaś ich powinna być taka, by przy naciągu śrub nie zginały się, by były w stanie cisnąć równomiernie na drzewo całą swą płaszczyzną.

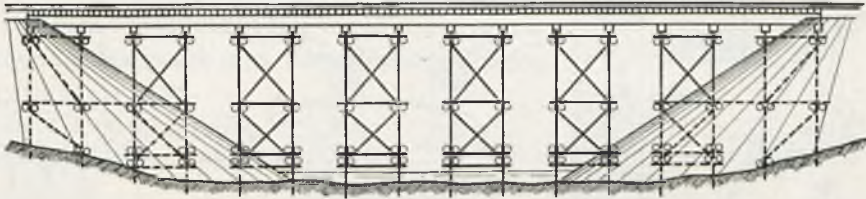


Fig. 236.

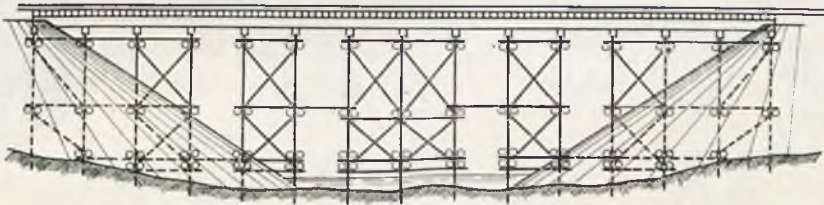


Fig. 237.

Sposób połączenia zastrzałów z palami głównymi oraz z palami zastrzałowymi zależy od siły, jaka panuje w zastrzale pod działaniem sił poziomych (parcie wiatru i siła odśrodkowa, jeżeli most leży w krzywej). Zastrzały pracują

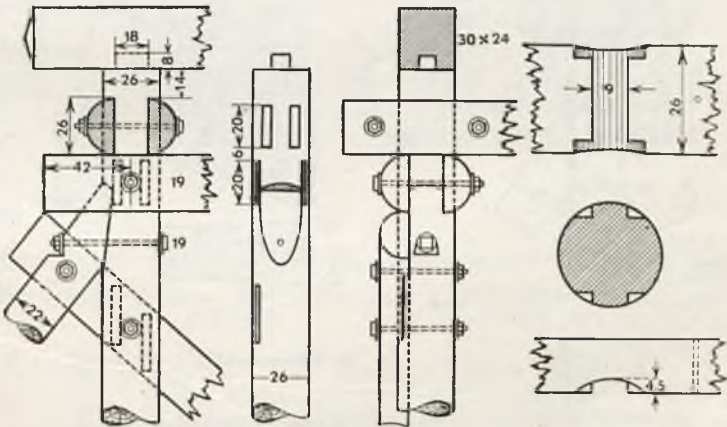


Fig. 238.

na ściskanie, przeto odpowiednio do takiej siły winny być połączone z palami; nadto połączenie powinno być takie, aby zastrzał nie mógł wyskoczyć ze swego wcięcia pod działaniem jakichkolwiek sił ubocznych, np. uderzenia w kierunku poprzecznym podpory. Ostatni cel osiąga się przez czopy, lecz znacznie lepiej przez kleszcze poprzeczne, gdyż czopy osłabiają pale, a winniśmy dążyć by jak najmniej osłabiać pale główne podpory (fig. 238).

Jeżeli siły w zastrzałach są niewielkie, co ma miejsce przy podporach

niewysokich, połączenie może być dokonane zapomocą zęba prostego pojedynczego (fig. 238), podwójnego (fig. 238 a), lub nawet potrójnego (fig. 239) w zależności od pochylenia zastrzału do pala. Przy znacznych pochyleniach większych od  $35^\circ$  należy stosować zęby pojedyncze, przy mniejszych podwójne i potrójne z czopem, lub bez przy kleszczach (fig. 239). Zastrzał wcina się tylko w pałnicę niżej oczepu. Przy zębach podwójnych ząb dolny wcinamy głę-

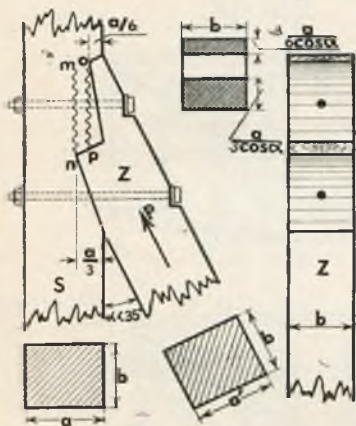


Fig. 238 a.

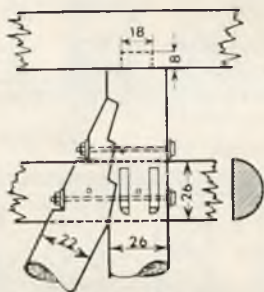


Fig. 239.

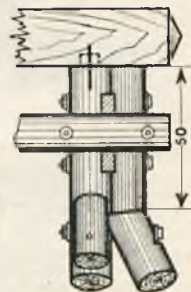


Fig. 240.

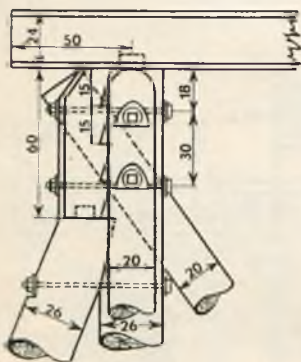


Fig. 241.

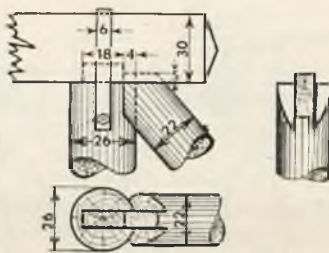


Fig. 242.

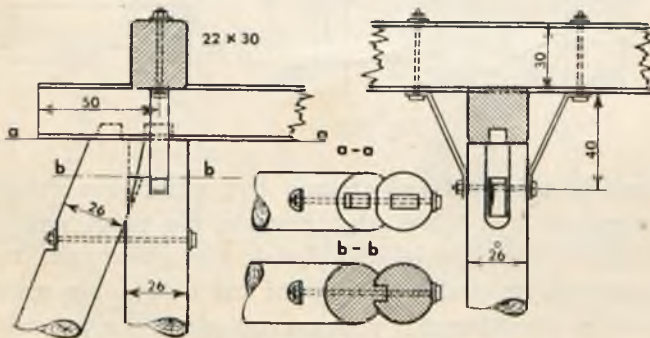


Fig. 243.

biej niż ząb górny, aby ścinanie nie mogło mieć miejsca po linii op (fig. 238 a).

Jeżeli siły w zastrzale są duże, to połączenie za pomocą zębów może być zbyt słabe, wtedy daje się oddzielne klocki, które łączymy z palami głównymi za pomocą klinów lub zębów, i w te klocki opieramy zastrzały (fig. 240, 241).

Wcięcie zastrzałów częściowo w pale, częściowo w oczep może być wykonane tylko w tym przypadku, gdy oczep tak jest połączony z palami, że nie może się

podnosić pod naciskiem zastrzału, powstającym przy działaniu sił poziomych w poprzek mostu. Oczep z palami musi być wtedy połączony stało-



wymi kłami (fig. 242), lub też belki podłużne, spoczywające na oczepie, winny być odpowiednio połączone z palami za pomocą klamer żelaznych (fig. 243). Oczep może być nasadzony na pal na czop dość wysoki; przez oczep i czop przewiercona dziura, przez którą przechodzi kołek dębowy lub śruba. Nadto kleszcze ukośne zachodzą na oczepy i łączą się z nimi śrubami. Daje to mocne połączenie oczepu, który pod naciskiem zastrzału nie może się podnosić (fig. 244).

Dolne końce zastrzałów można łączyć zupełnie tak samo, jak górne, zatem za pomo-

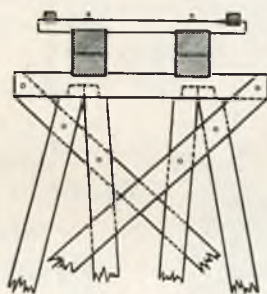


Fig. 244.

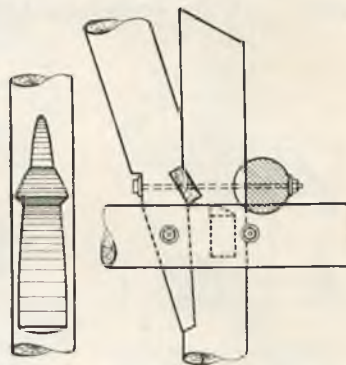


Fig. 245.

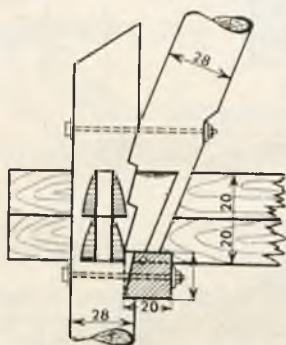


Fig. 246.

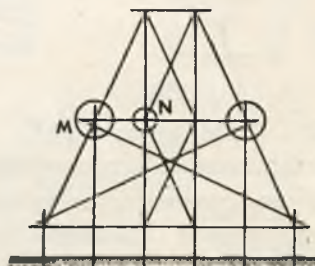
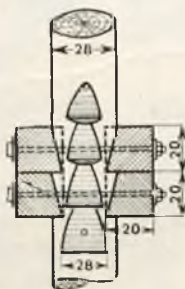


Fig. 247.

cą zębów pojedynczych, podwójnych lub potrójnych. Do zęba pojedynczego może być dodany klin (fig. 245) lub przy palach podwójnych kleszcz podłużny w poprzek filara (fig. 246).

W przecięciu się zastrzału z palem zastrzałowym pośrednim (węzeł M) fig. 247 połączenie można dać według fig. 248, jeżeli filary mają nie mniej niż po

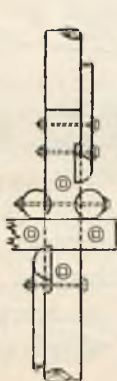


Fig. 248.

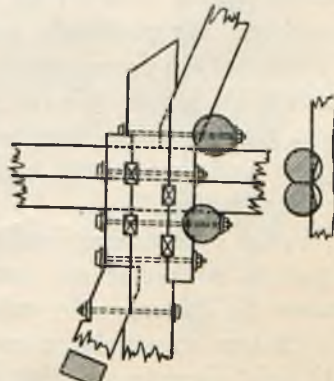
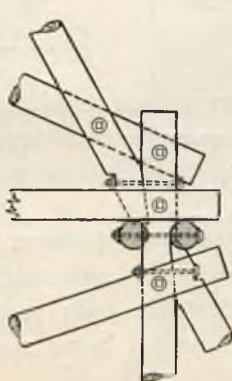


Fig. 249.

dwa pale zastrzałowe, licząc wzdłuż mostu, lub według fig. 249.



W ostatnim przypadku zastrzały opierają się bezpośrednio w czoła klocków, połączonych z palem zastrzałowym klinami i śrubami. Zamiast bezpośrednio opierać zastrzały o klocki, można na klockach położyć kleszcze podłużne, na których z odpowiednim wcięciem opierają się zastrzały, jak na poduszkach fig. 250.

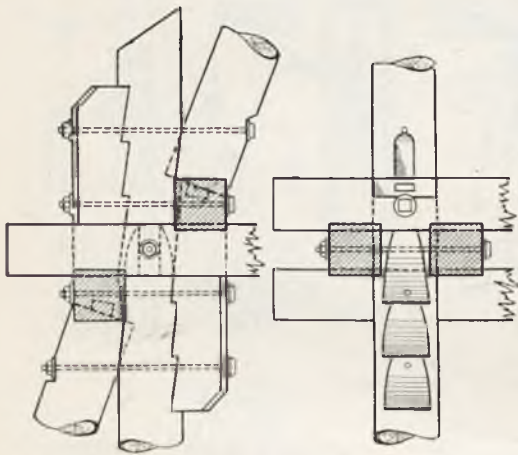


Fig. 250.

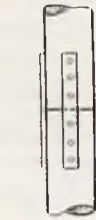


Fig. 251.

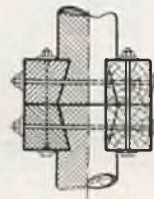


Fig. 253.

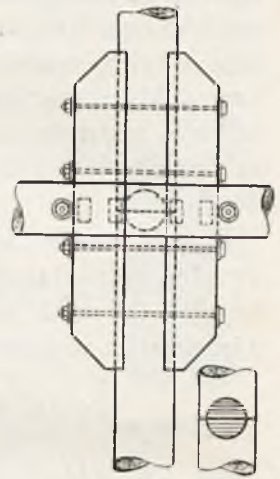


Fig. 252.

### § 65. Sztukowanie pali.

Sztukowanie pali rzecznych robi się na poziomie wody najniższej, zaś w dolinach bezwodnych na 0,5 m do 0,75 m nad poziomem ziemi.

Czasami starają się sztukowanie robić nieco niżej wody najniższej, by głowice pali nie wynurzały się z wody i by tym sposobem nie podlegały gniciu. Wcięcia w tych przypadkach wykonywa się w specjalnych skrzyniach obejmujących dnem głowicę pala poniżej wcięcia, w których następnie wodę się usuwa i wcięcia się wykonywa w pudle bez wody.

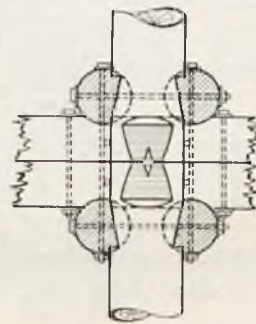
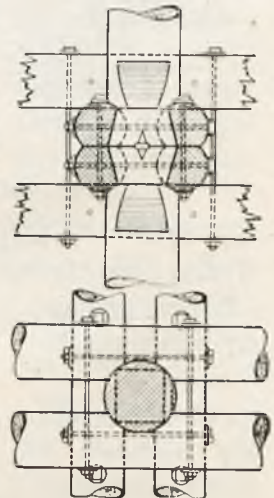


Fig. 254 a.



Zwykle pale podpór sztukujemy na jednym poziomie, aby można było dogodnie w miejscach sztukowania umieścić kleszcze poprzeczne i podłużne. Są dwa sposoby sztukowania pali: pale są ścięte poziomo i słupek czołem stawia się na czoło pala i łączy się nakładkami stalowymi (fig. 251), lub drewnianymi (fig. 252).

Końce słupka i pala zacięte są na ogon jaskółczy i połączone podwójnymi kleszczami (fig. 253).

Połączenie to jest dość dobre i sztywne wzdłuż kleszczy, lecz mniej sztywne w poprzek kleszczy. By usztywnić i w drugim kierunku można dać kleszcze poprzeczne i podłużne, które obejmują poprzeczne. Otrzymuje się mocne i sztywne połączenie, lecz nieco drogie, gdyż wymaga dużo drewna i śrub (fig. 254).

Na fig. 255 pokazane jest sztukowanie pali, stosowane w mostach Petersburskich.

Drugi sposób sztukowania pali za pomocą wcięć w pół grubości pali z zastosowaniem klamer i kleszczy widoczny jest z fig. 256 i 257.

#### § 66. Filary na legarach.

Dotychczas rozpatrywaliśmy filary, których główne słupy tworzyły pale wbite w grunt na pewną głębokość. Nie zawsze jednak możemy wbijać pale w grunt. Jeżeli grunt jest taki, że wbijanie pali w niego jest niemożliwe jak np. grunt kamienny, piasek drobny zbity, piasek ze żwirem etc, to wtedy dajemy przyczółki i filary na legarach (fig. 258). Wprawdzie w piasek drobny zbity lub piasek ze żwirem można zapuszczać pale, stosując podmycie za pomocą strumieni wody pod znacznym ciśnieniem, lecz sposób ten nie zawsze się stosuje. Legary na gruntach skalistych mogą być ułożone na dowolnej głębokości, gdyż niema obawy, aby przy mrozach grunt mógł się wznosić i niweczyć podporę. Przy grun-

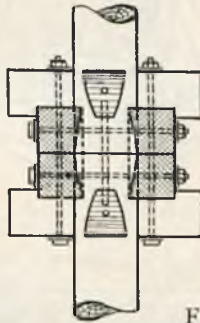
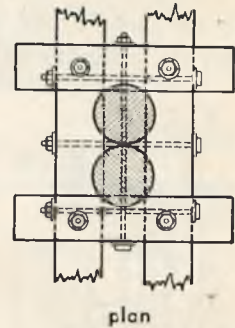
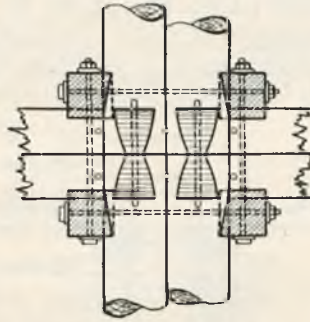


Fig. 255.

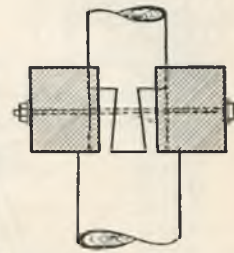


Fig. 256 b.

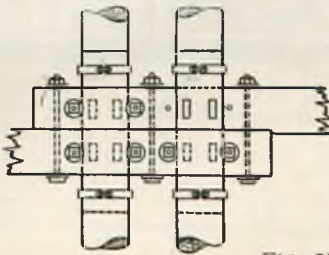


Fig. 256.

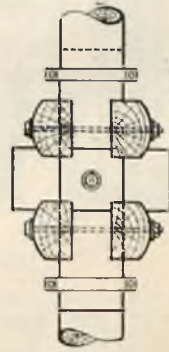
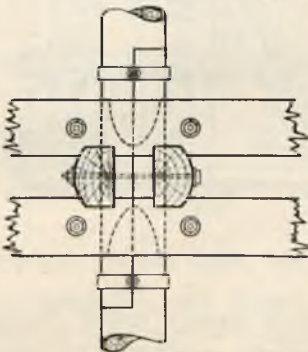
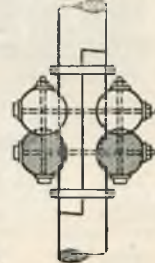
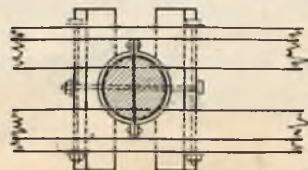


Fig. 257.



plan



tach zaś, gdzie obawa niweczenia podpory przez zamarzanie gruntu istnieje, głębokość ta winna być około 1,5, czyli nieco więcej głębokości przemarzania gruntu. W rzekach nadto głębokość ta winna być taka, by podpora nie mogła być podmyta, lub przy niedostatecznej głębokości posadowienia podpory należy przedsięwziąć środki przeciw jej podmyciu.

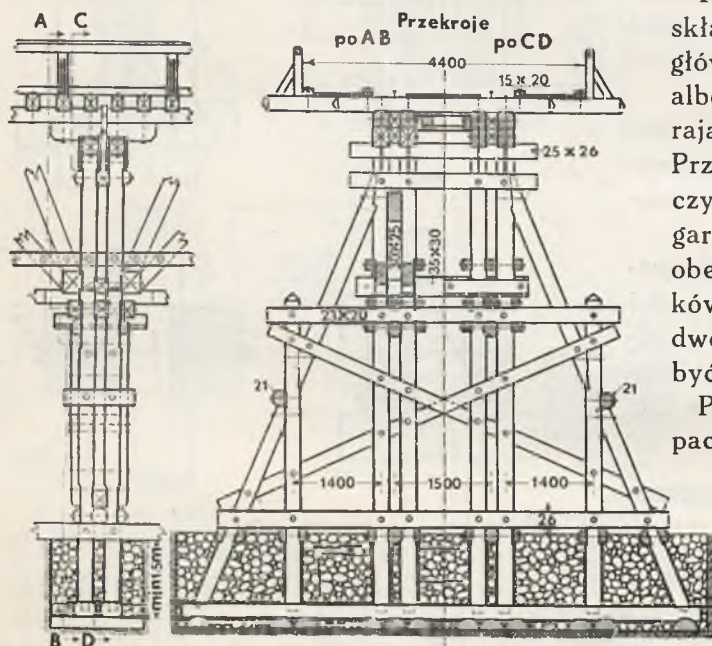


Fig. 258.

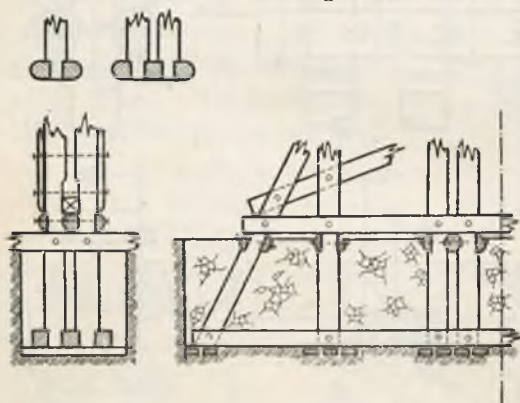


Fig. 259.

Podpory na legarach składają się ze słupków głównych pojedynczych albo podwójnych, opierających się na legary. Przy słupkach pojedynczych dajemy zwykle legary podwójne i wtedy obejmują one czopy słupków; przy słupkach podwójnych legary mogą być potrójne (fig. 259).

Przy pojedynczych słupkach i pojedynczych legarach, lub podwójnych słupkach i podwójnych legarach słupki łączą się z legarami za pomocą czopów. Połączenie

słupków z legarami widoczne jest z fig. 258, 259 i 259 a.

Pod legary poprzeczne przy znacznych ciśnieniach podpory na grunt kładziemy legary podłużne długości 1,0 m do 2,0 m po dwa lub więcej pod słupkami głównymi, i po dwa lub jednym pod słupkami zastrzałowymi i zastrzałami. Do stężenia poprzecznego stosują się zastrzały oraz kleszcze ukośne i kleszcze poziome na poziomie dna. U góry słupki łączymy oczepem.

Fig. 258 daje nam prosty ustrój filarów na legarach. Wgłębienia, które robimy dla ustawienia podpory, po ustawieniu takowej zasypujemy kamieniami.

Ustrój podpór na legarach możliwy jest tylko na rzekach niewielkich przy nieznacznej głębokości wody.



## § 67. Filary kaszycowe.

Na większych wodach lub przy znacznej głębokości wody wykonanie podpór na legarach byłoby dość trudne i kosztowne, przeto w tych przypadkach muszą być zastosowane i inne ustroje filarów, a mianowicie albo kaszycowe, albo też na fundamentach kamiennych. Ustrój filarów kaszycowych niczym się nie różni od ustroju przyczółków kaszycowych, tylko kształt ich w planie jest odpowiednio inny, a mianowicie jest zbliżony do kształtu filarów kamiennych. Na fig. 260 pokazany jest taki filar kaszycowy. Jeżeli grunt daje możliwość bicia pali, a na danej rzece jest silna kra, to wtedy wbijamy na całym obwodzie filara

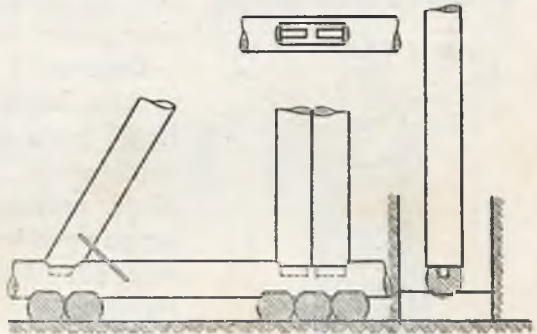


Fig. 259 a.

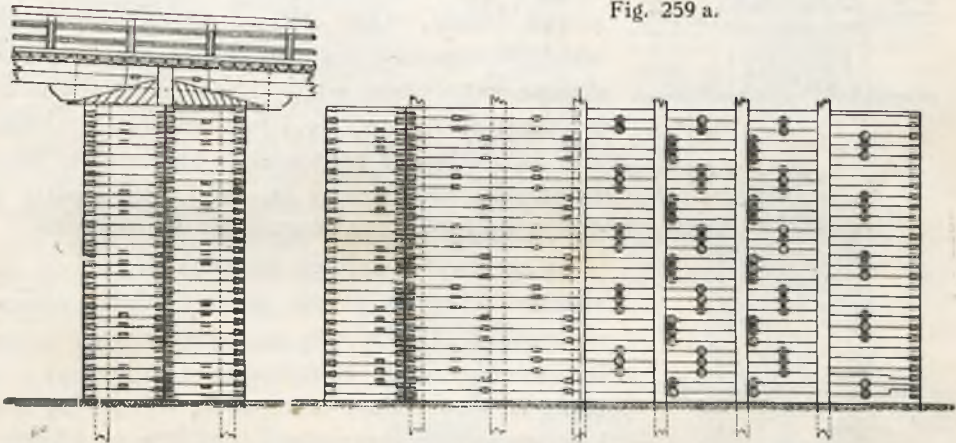


Fig. 260.

pale lub szpuntpale, na nich stawiamy zrąbka kaszycowy, który odpowiednio wiążemy z palami i całe wnętrze zapelniamy kamieniami. Otrzymujemy wtedy filar odpowiednio stateczny i przeciw parciu lodu (fig. 261).

Wymiary filarów kaszycowych otrzymują się dosyć znaczne, gdyż ciśnienie kaszycy na grunt dopuszcza się bardzo nieduże, a to dlatego, że przy nierównym dnie rzeki, kaszycyca może nie całą swą podłogą spoczywać na gruncie.

Przyjmuje się, że spoczywa na gruncie koło  $\frac{2}{3}$  płaszczyzny jej podstawy.

Szerokość kaszycy przyjmuje się koło połowy wysokości w celu zabezpieczenia jej stateczności. Nie tylko w tym przypadku, kiedy grunt nie daje możliwości wbijania pali w rzece, stosujemy kaszycę, lecz i w przypadkach, gdy grunt jest słaby, gdy ciśnienie na pale wbite otrzymywałoby się zbyt

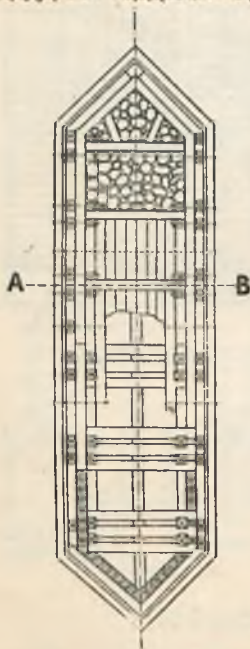
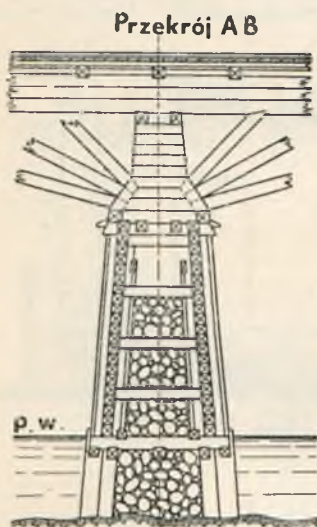


Fig. 261.

małe. Na rzekach większych przy znacznej krze również możemy stosować kaszycę, zamiast podpór na palach jako słabszych i nie pewnych przy dużej krze. Budować i opuszczać kaszycę najlepiej jest w zimie, kiedy rzeka pokryta jest lodem. Kaszycę (zrąb) budujemy wtedy w miejscu podpory. Po zbudowaniu kilku wieńców zrębu wraz z podłogą, przecinamy lód naokoło kaszycy, usuwając go z pod kaszycy. Kaszycę zanurza się w wodzie, przy tym część jej wystaje ponad wodą. Na wystającej z wody części układamy dalsze wieńce zrębu. Kaszycę wznosi się coraz wyżej ponad lodem. Gdy dalsze wznoszenie zrębu wskutek znacznej jego wysokości staje się utrudnione, zaczynamy wtedy kaszycę zapełniać kamieniem równomiernie i tym sposobem obniżamy ją, następnie prowadzimy budowę jej dalej, stopniowo opuszczając ją, póki nie siądzie na dno o ile możliwości poprzednio wyrównane. Latem zwykle robimy kaszycę na brzegu, następnie ściągamy je na wodę i odprowadzamy na miejsca i stawiamy na kotwicy w miejscach ich przeznaczenia, zapełniając je kamieniami, aż siądą na dno. Filary kaszycowe na ogół są dość kosztowne, gdyż wymagają dużo drzewa i kamienia. Nie należą one do podpór długotrwałych, gdyż drzewo, znajdujące się w wodzie na zmiennym poziomie, dość szybko gnije na wysokości zmiennego poziomu. Nadto podpory kaszycowe silnie zwężają przekrój rzeki, gdyż grubość filarów kaszycowych jest zwykle dość znaczna. Zwężenie koryta pociąga za sobą zwiększenie długości mostu, co znowu wpływa na zwiększenie kosztów. Jeżeli grunt pozwala na wbijanie pali, to wewnątrz kaszycy koło jej ścian wbijamy pale, które nadają podporze większą stateczność na wywracanie i szczególnie na przesuwanie, co jest bardzo ważne na rzekach, ze znaczną krą, która mogłaby czasami przesunąć filar z miejsca (fig. 260). Na fig. 262 a i b pokazane są wcięcia węglowe zrębów kaszycowych,



§ 68. Podpory na cokołach.

W mostach drewnianych o charakterze mostów więcej stałych przy wysokich nasypach możemy stosować podpory na cokołach, t. j. na częściach podpór kamiennych, które wyprowadzamy do wysokości koło jednego metra wyżej wody najwyższej, lub dla przyczółków ponad skarpy nasypów, aby części drewniane nie znajdowały się w ziemi. Na cokołach takich stawiamy podpory drewniane, które naogół mają taki sam ustrój, jak zwykle podpory palowe lub na legarach.

Podpory na cokołach składają się ze słupków głównych, oczepów, zastrzałów, kleszczy poziomych i podwalin, ułożonych na cokołach.

Na fig. 262 i 263 pokazane są ustroje podpór na cokołach. Oczywiście, część drewniana podpory ustawiona na cokole musi być odpowiednio przymocowana do cokołu, aby się nie mogła ani przesunąć, ani podnieść wraz z działaniem sił poziomych.

Zamocowanie części drewnianej podpory do cokołu robimy zwykle za pomocą śrub, które zatapiamy w murze na odpowiednią głębokość. Im podpora jest wyższa, tym zamocowanie musi być silniejsze, a zatem śruby muszą być

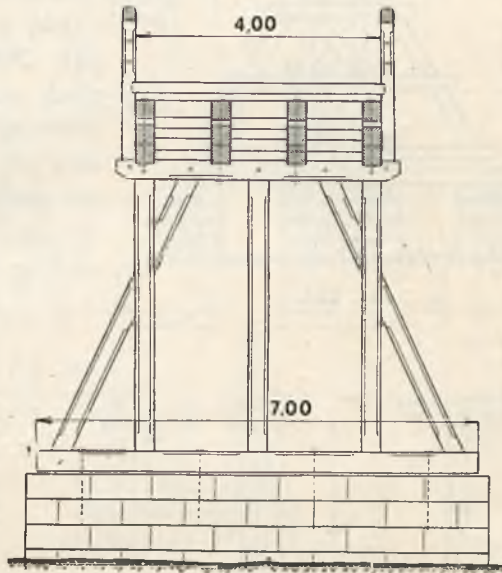


Fig. 262.

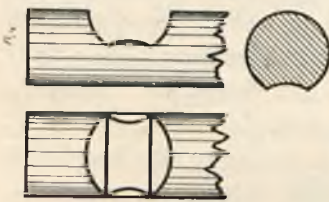


Fig. 262 b.

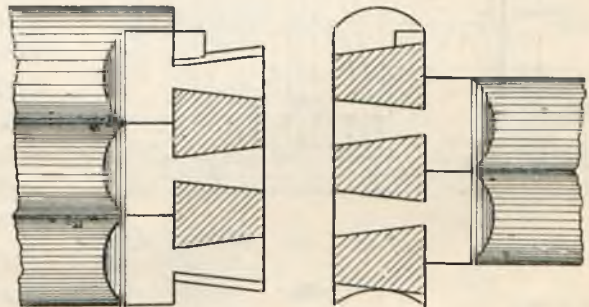


Fig. 262 a.

tym głębiej wpuszczone w mur. Na fig. 262 podwaliny filara bezpośrednio spoczywają na murze i są przytwierdzone do muru śrubami.

Na fig. 263 pod podwaliny filara ułożone są krótkie klocki. Ponieważ drzewo, w zetknięciu z murem łatwo zaczyna gnić, przeto należy dążyć do takiej konstrukcji, przy której części leżące na murze byłyby łatwe do wymiany. Wymiana podwaliny całej związanej ze słupkami jest dość trudna, wreszcie czopy słupków i zastrzałów wpuszczane w podwaliny



również mogą zgnić razem ze spodem podwaliny i wtedy wymagają też wymiany, Klocki zaś ułożone pod podwalinami łatwe są do wymiany, Podporę można po zluźowaniu śrub nieco podnieść na klinach, klocki nadgnięte usunąć i na ich miejsce dać zdrowe.

### § 69. Filary ramowe.

Filary na legarach jak również i na cokółkach o których mówiliśmy, są to właściwie filary ramowe, Mówiliśmy, że stosujemy je wtedy, gdy grunt nie daje możliwości wbicia pali. Możemy jednak stosować je i w innych przypadkach, a więc i wtedy, gdy wbijanie pali jest najzupełniej możliwe, lecz gdy nam chodzi o prędkie wykonanie podpór, o rozwinięcie frontu robót. Wtedy, przygotowując fundamenty do podpór, te ostatnie możemy wykonywać na brzegu, a nawet mieć przygotowane zawnazu. Po zrobieniu fundamentów stawiamy je bezpośrednio zmontowane w całości przy niewielkiej ich szerokości i wysokości i częściami przy dużych wymiarach.

Co do ustroju, to podpory ramowe składać się będą z następujących części: słupków głównych, które mogą być pionowe lub nieco pochyle do pionu, z oczepu górnego pojedynczego lub też z oczepu podwójnego w kształcie kleszczy, dolnej podwaliny lub kleszczy dolnych, które łączą główne słupki podpory i z kleszczy ukośnych lub zastrzałów, które to elementy służą do sprowadzania układu do postaci nieziennej lub trójkątnej (fig. 264).

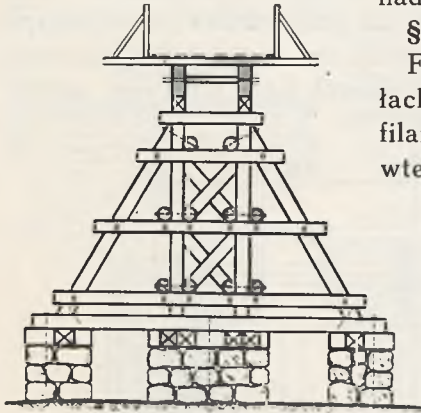


Fig. 263.

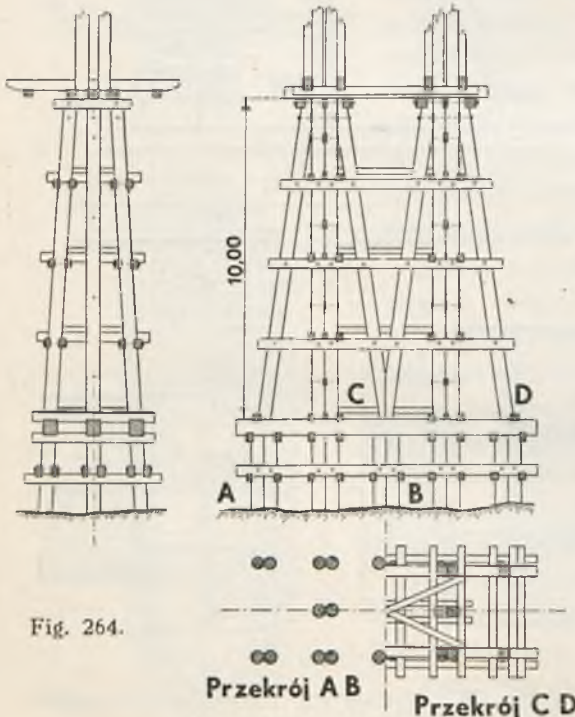


Fig. 264.

Będziemy rozróżniać dwa zasadnicze typy podpór ramowych:

- 1) ze słupkami pionowymi,
- 2) bez słupków pionowych, lecz tylko ze słupkami nieco pochylonymi do pionu.

Co się tyczy liczby słupków w podporze, to zależy ona od szerokości podpory, a także od jej wysokości. Ponieważ podpora ramowa może się

składać z kilku ram, postawionych jedna na drugiej, i ponieważ dla stateczności poprzecznej musimy podporę poszerzać, przeto liczba słupków w dolnych kondygnacjach z reguły jest większa niż w górnych, gdzie zależy ona jedynie od szerokości mostu, a przeto od liczby dźwigarów głównych.

Fig. 266 przedstawia nam schematycznie ramy bez słupków pionowych, fig. 265 ze słupkami pionowymi i z zastrzałami zewnętrznymi, fig. 267 i z zastrzałami wewnętrznymi i na fig. 268 z zastrzałami wewnętrznymi i zewnętrznymi.

Oprócz zastrzałów mogą być też i kleszcze ukośne pojedyncze t. j. jeden z jednej strony ramy w jed-

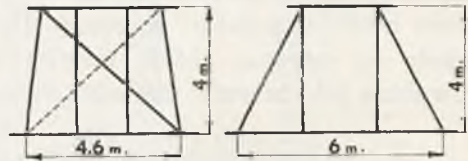


Fig. 265.

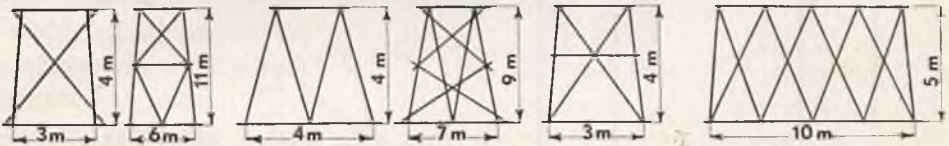


Fig. 266.

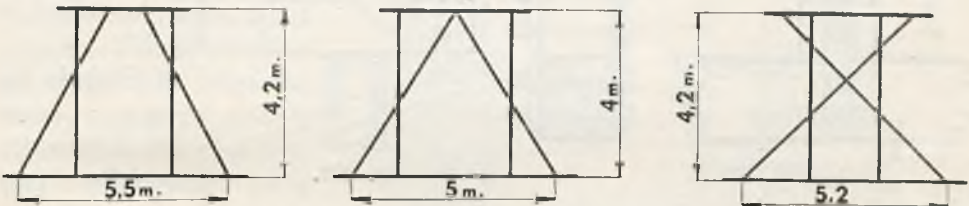


Fig. 267.

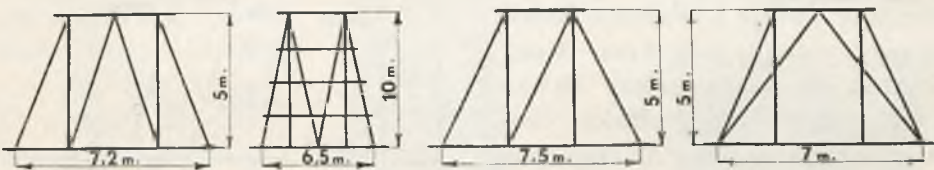


Fig. 268.

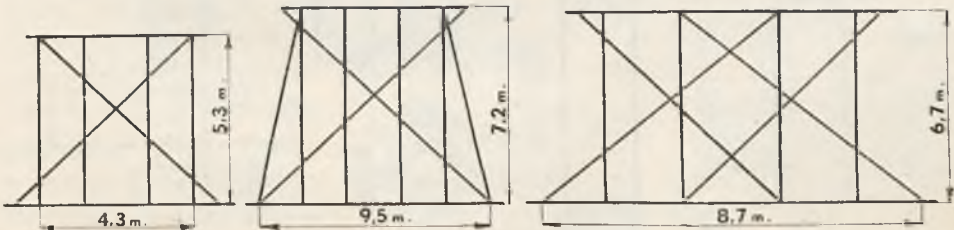


Fig. 269.

nym kierunku i drugi z drugiej strony ramy w drugim kierunku, jak to widać z fig. 269.

### § 70. Połączenie słupków z oczepem lub kleszczami.

Ponieważ pod działaniem sił poziomych w słupkach mogą powstać siły rozciągające słupek, przeto połączenie słupka z podwaliną dolną musi być takie, aby mogło się sprzeciwiać oderwaniu słupka od podwaliny.

Połączenie to można uskutecznić różnymi sposobami.

1) Słupki są przycięte do oczepu tak, że słupek czołem swoim dotyka oczepu. W koniec słupka wstawiamy trzpień żelazny, który drugim swoim końcem wchodzi w oczep. By przeciwdziałać siłom, odrywającym słupek od oczepu, jeżeli takowe mają miejsce, stawiamy z boków drewniane lub żelazne nakładki, które bierzemy na śruby. Aby śruby nie pracowały na zginanie w nakładkach dajemy listwy, które wcinamy w słupek i oczep (fig. 270),

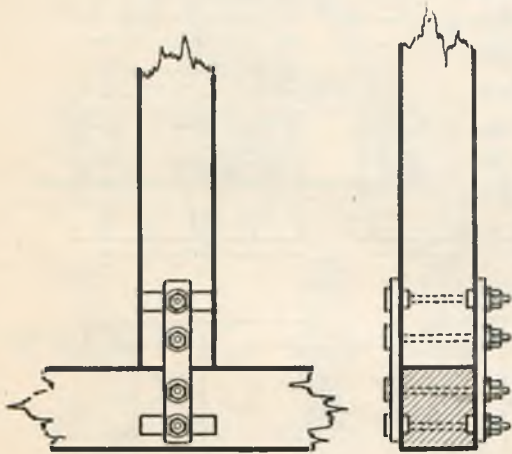


Fig. 270.

koło 7 cm — 7,5 cm i długości koło 15 cm. Przez ten czop oraz oczep wiercimy dziurę i wbijamy kołek dębowy średnicy koło 3 cm — 4 cm. Gniazdo do czopa należy dawać nieco głębsze od grubości czopa, aby przy nacisku na słup czop

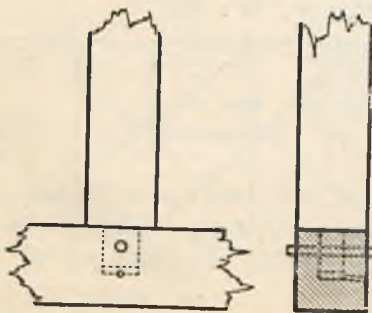


Fig. 272.

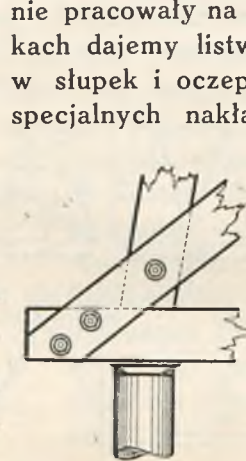


Fig. 271.

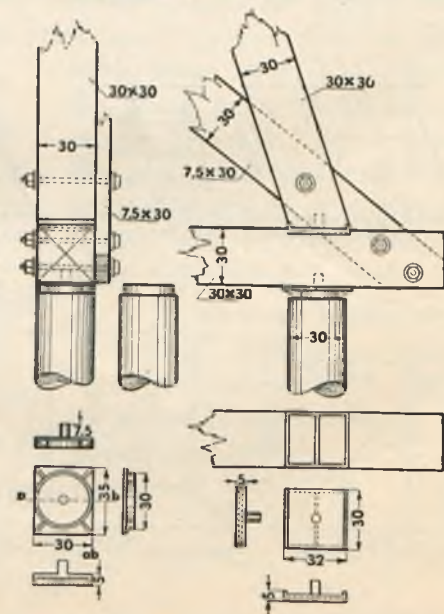


Fig. 273.

Zamiast specjalnych nakładek możemy wydłużyć kleszcze ukośne tak, aby je złapać śrubami i za słupek i za oczep, jak to widać z fig. 271,

2) Słupek łączymy z oczepem za pomocą czopa grubości



nie pracował na ściskanie. Do odwodnienia gniazda robimy z boku podwaliny otwór o średnicy koło 1,5 cm pochyłony ku dołowi. Połączenie takie jest uwidocznione na fig. 272.

Zamiast bezpośredniego nakładania oczepu na słupki, aby włókna słupków nie wżerały się w oczepu lub kleszcze, można nakładać na słupki trzewiki żeliwne z odpowiednimi listwami i trzpieniami, które nie dają możliwości słupkowi przesuwać się po oczepie. Takie połączenie pokazane jest na fig. 273.

Przy niewysokich nasytach i przy niewielkich ciśnieniach filary mogą się składać z ram pojedynczych. Tworzą one wtedy jakby filary płaskie. Jeżeli ciśnienie na filary jest znaczne, wtedy możemy ustawić kilka ram jedna obok drugiej, odpowiednio je łączyć za pomocą zastrzałów w kierunku podłużnym mostu i otrzymamy wtedy filary podwójne i t. d. (fig. 274). Jak widać z figury 274 mamy tutaj podporę dwupiętrową, z której górna część ma połączenie z częścią dolną na linii *GH*, zaś dolna wspiera się na fundamentową część na poziomie *JK*. Połączenie podwaliny górnej części z oczepem dolnej uskutecznione jest za pomocą śrub i klamer stalowych.

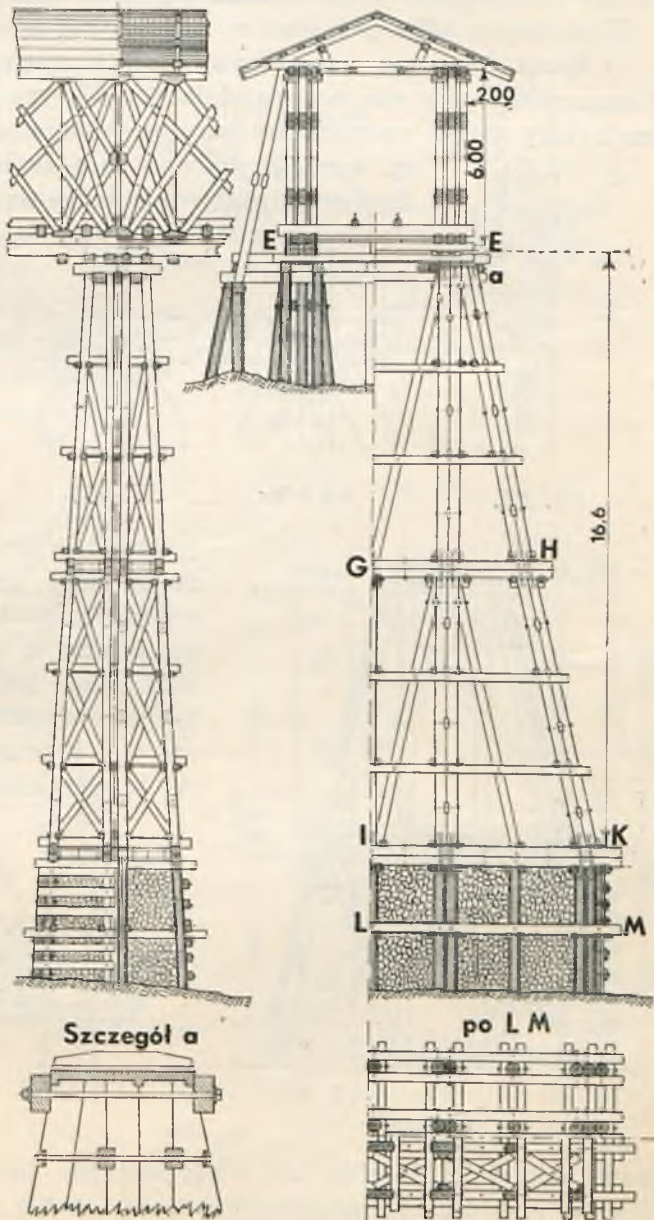


Fig. 274.

Również na wysokości swej filary ramowe mogą się składać z jednej ramy, dwóch ram, postawionych jedna na drugiej, trzech, czterech i t. d.

Otrzymujemy tym sposobem filary ramowe piętrowe. Bardzo ważną jest rzeczą należyte połączenie ram ze sobą, ustawianych jedna na drugiej.

Połączenie to musi odpowiadać warunkom, aby jedna rama nie mogła się przesuwać po drugiej, i aby w razie sił poziomych połączenie to mogło dostatecznie przeciwstawić się siłom rozciągającym.

Rozpatrzmy kilka przykładów.

1) Rama dolna ma oczep; rama, którą stawiamy na niej, nie ma ani kleszczy dolnych ani oczepu dolnego. W tym przypadku słupki czyli nogi ramy górnej wpuszczamy na czop w oczep dolnej ramy lub stawiamy na trzewiki żelwne na oczepie dolnym i łączymy nakładkami dwustronnymi stalowymi lub drewnianymi, jak to widać z fig. 275.



Fig. 275.

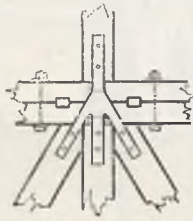


Fig. 276.

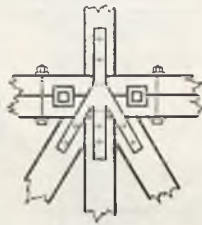


Fig. 277.

to widać z fig. 275.

2) Jeżeli ramy mają oczepy lub kleszcze z góry i z dołu, wtedy nakładamy oczepami jedna na drugą i połączenie możemy dać, jak w przypadku pierwszym, lub też

połączyć je śrubami pionowymi, zakładając kliny między oczepy, aby przeciwdziałać przesuwananiu się jednej ramy po drugiej w kierunku podłużnym (fig. 277). Kliny mogą mieć również wcięcia tak, że przesunięcia nie mogą mieć miejsca i w kierunku poprzecznym podpory. Zamiast klinów możemy między oczepami

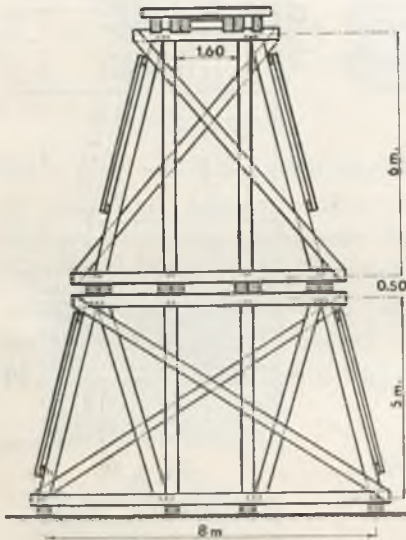


Fig. 278.

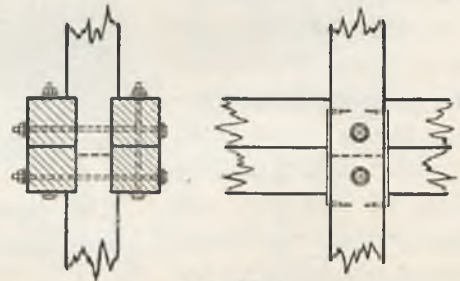


Fig. 279.

pomiędzy kleszcze lub ściągi podłużne, które łączą oddzielne ramy filarów podwójnych, potrójnych i t. d., lub też łączyć poszczególne filary, stężając je w kierunku podłużnym mostu (fig. 278).

3) Jeżeli oczepy są podwójne, t. j. w kształcie kleszczy, to słupki i zastrzały jednej ramy mogą być stawiane bezpośrednio na słupki i zastrzały drugiej ramy, kleszcze zaś łączymy bezpośrednio śrubami pionowymi, słupki zaś klamrami (fig. 279).



Jeżeli kleszcze są pojedyncze, t. j. obejmują tylko końce dolne górnej ramownicy lub końce górne dolnej ramownicy, to w tym przypadku należy końce słupów lub zastrzałów jednej ramownicy zapuszczać pomiędzy kleszcze drugiej ramownicy, jak to widać na fig. 280. Zamiast dwóch nakładek w filarach płaskich (fig. 281) w filarach podwójnych lub składających się z większej liczby prostych, czyli płaskich filarów, możemy łączyć ramy za pomocą przekładek, które wstawiamy pomiędzy słupkami postawionych obok siebie ram, łącząc te przekładki ze słupkami za pomocą klinów i śrub, jak to jest pokazane na fig. 282.

Do stateczności wysokich filarów pojedynczych oprócz połączenia ich ze sobą kleszczami lub ściągami podłużnymi niezbędne jest nadanie im ustroju niezmiennego w kierunku podłużnym

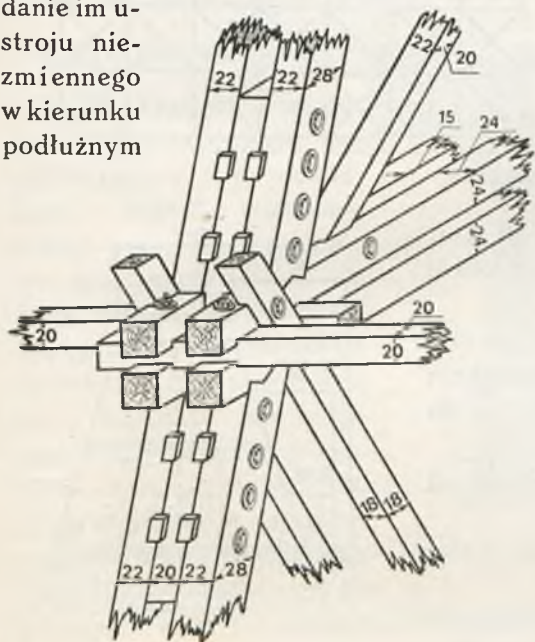


Fig. 282.

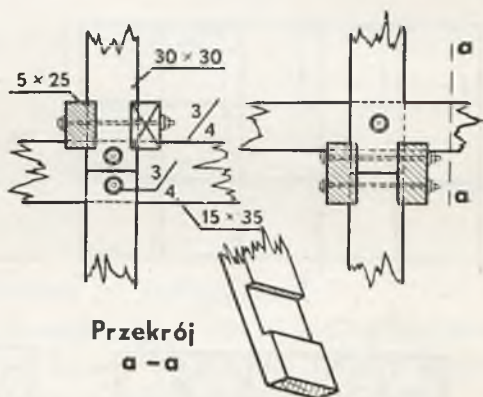


Fig. 280.

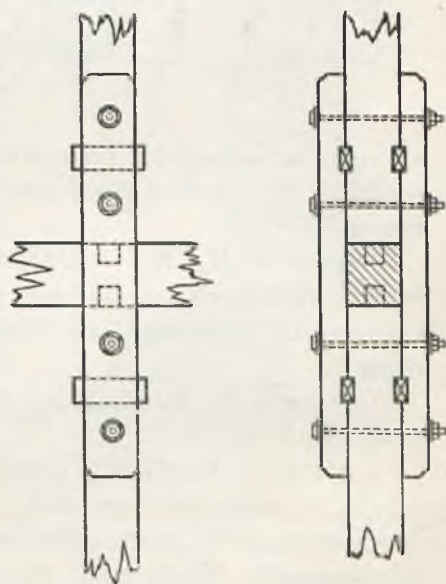


Fig. 281.

mostu, gdyż jedne ściągi lub kleszcze podłużne wytworzą tylko z widoku ogólnego czworoboki prostokątne, a zatem układ chwiejny.

Pod działaniem sił podłużnych czworoboki prostokątne mogą się pochylić i wytworzyć równoległoboki fig. 283. Do przeciwdziałania temu należy



postawić tężniki ukośne wzdłuż mostu. Tężniki te mogą być postawione według jednego z układów, pokazanych na fig. 284 lub 285.

### § 71. Obliczenie śrub łączących oddzielne ramy.

Obliczenie śrub, łączących oczepy oddzielnych ram, postawionych jedna na drugiej, może być przeprowadzone w następujący sposób: jeżeli oznaczymy przez  $N_1, N_2, \dots, N_n$  (fig. 286) siły w śrubach, przez



Fig. 283.

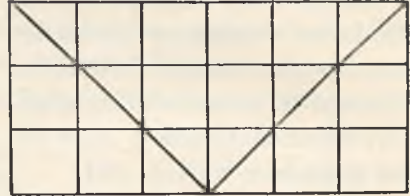


Fig. 284.

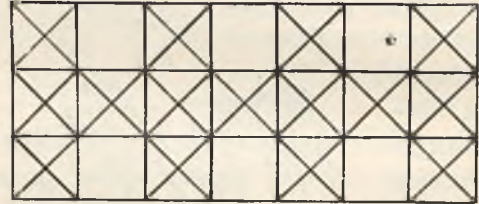


Fig. 255 b.

$n_1, n_2, \dots, n_n$  odległości tych śrub od krawędzi A, koło której może nastąpić obrót ram I i II;

przez  $W, W_1, W_2$  — odpowiednio siły wiatru, działające na budowę wierzchnią i obciążenie ruchome, na ramę I i na ramę II,

przez  $h, h_1, h_2$  odległości tych sił od podstawy ramy II,

przez  $P_1, P_2, P_3$  siły pionowe, działające na podstawę ramy A  $A_1$ , i

przez  $p_1, p_2, p_3$  — odległości tych sił od krawędzi  $A_1$ , to przy współczynniku stateczności na wywracanie 1,5 możemy napisać (fig. 286)

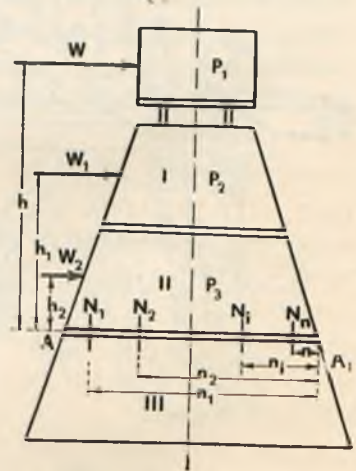


Fig. 286.

$$\frac{\sum P_i p_i + \sum N_i n_i}{\sum W_i h_i} = 1,5,$$

czyli

$$\sum P_i p_i + \sum N_i n_i = 1,5 \sum W_i h_i.$$

W założeniu, że rozkład sił w śrubach jest liniowy, możemy napisać:

$$\frac{N_1}{n_1} = \frac{N_2}{n_2} = \frac{N_3}{n_3} = \dots = \frac{N_n}{n_n}; \quad N_l = N_1 \frac{n_l}{n_1};$$

$$\frac{N_1}{n_1} \sum_1^n n_i^2 = 1,5 \sum W_l h_l - \sum P_l p_l;$$

$$N_1 = \frac{n_1 [1,5 \sum W_l h_l - \sum P_l p_l]}{\sum_1^n n_i^2};$$

$$N_l = \frac{n_l [1,5 \sum W_l h_l - \sum P_l p_l]}{\sum_1^n n_i^2}.$$

Mając siłę  $N_l$  możemy znaleźć przekrój tej śruby.

Największa siła będzie w śrubie pierwszej, gdyż siła  $N_1$  jest największa. Średnicę śrub należy przyjmować od 22 mm do 25 mm. Gdyby śruby otrzymały się większej średnicy to należy raczej zwiększyć ich liczbę.

## § 72. Filary kratowe.

Filary kratowe stosujemy przy znacznych ich wysokościach i przy stosunkowo dużych rozpiętościach przeseł — przeważnie kratowych. Filary te mają kształt ostrosłupów ściętych i w zależności od szerokości mostu składają się z dwunastu lub większej liczby słupów pionowych i pochyłych (fig. 287). Ponieważ filary te są znacznej wysokości i dochodzą do 60 m (fig. 288), przeto do

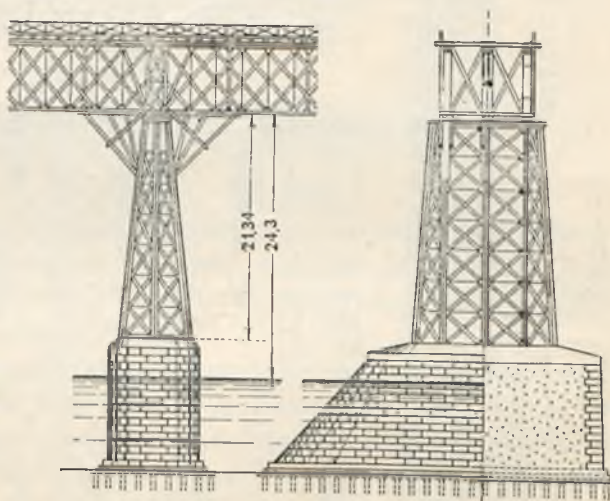


Fig. 287.

zabezpieczenia ich stateczności muszą być odpowiednio zamocowane do podstaw kamiennych lub innych, na których spoczywają. W przeciwnym bowiem razie rozstawienie słupów skrajnych musiałyby być zbyt duże.

Słupy tych filarów zwykle składają się z czterech bali, połączonych śrubami i klinami. W jednym przedziale robimy zwykle sztukowanie jednego bala.

Aby w zetknięciu włókna jednego bala nie wżerały się włókna drugiego, pomiędzy końce belek stawiamy przekładki żelwne lub z blachy



o grubości od 3 mm do 5 mm. Ustrój filarów tych jest taki sam, jak i ustrój dźwigarów Howe'a, przeto nie będziemy omawiali tutaj szczegółów tej konstrukcji, gdyż o nich będziemy mówili przy ustroju dźwigarów Howe'a. Połączenie słupów z ich fundamentami robi się za pomocą

trzewików żeliwnych i odpowiednich śrub kotwicowych.

Połączenie to pokazane jest na fig. 288 pod a. Z rysunku tego widać, że śruba kotwicowa, przechodząc przez otwór trzewika, wydłużona jest ponad przystawki słupów, na których są postawione specjalne podkładki z żeliwa, przez które ciśnienie oddaje się na oczepy, łączące końce przystawek. Przystawki połączone są z nogami (słupami) filarów śrubami i klinami, przez które siła oddaje się na słupy.

Głębokość zakotwienia śrub zależy od wielkości siły rozciągającej słupy i powinna być taka, aby ciężar muru w założeniu, że mur wyrwany być może pod ką-

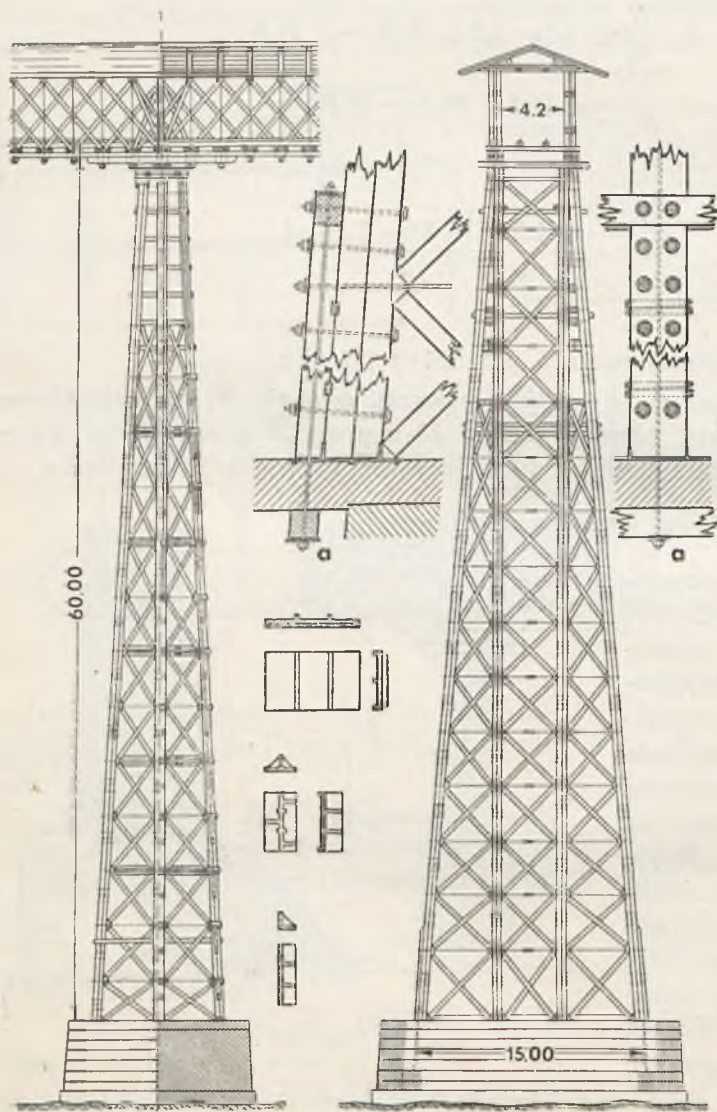


Fig. 288.

tem  $45^\circ$ , był dostateczny do utrzymania słupa w równowadze przy współczynniku stateczności koło 1,5. Filary te są dość drogie, przeto obecnie normalnie ich się nie stosuje tym bardziej, że filary takie ze stali mogą być lżejsze, trwalsze i tańsze. Filary kratowe drewniane stosuje się, gdy chodzi o wykonanie szybsze bez względu na koszty.



### § 73. Izbice drewniane.

Aby uchronić filary drewniane od uszkodzeń przez płynącą na rzece krę lub jakiegokolwiek przedmioty ciężkie np. karcze drzewa, tratwy i t. p. — stawiamy przed filarem izbice. Wymiary izbicy zależą od wielkości spływającej kry w rzece, od jej prędkości i od wielkości innych przedmiotów, które mogą spływać szczególnie podczas wód wysokich i od grubości filarów. Szerokość izbicy powinna być nie mniejsza od grubości filara.

Pochyła część izbicy, która tworzy krawędź tnącą, powinna się zaczynać niżej najniższego poziomu spływania kry i wznosić się na 1,00 m do 1,50 m wyżej najwyższego poziomu wody, gdyż przy wysokim stanie wody mogą płynąć po rzece przedmioty, które mogą uszkodzić filar drewniany.

Przy filarach kamiennych wystarcza izbice podnosić tylko powyżej wysokiego spływania lodów, który to poziom jest zazwyczaj niższy od poziomu wody wysokiej, gdyż przedmioty płynące nie są niebezpieczne dla filarów kamiennych. Rzecz ma się inaczej z filarami drewnianymi.

Pochylenie krawędzi tnącej izbicy do poziomu dajemy w zależności od szybkości kry na rzece od 1:1 lub 1:2 średnio 1:1,5. Izbice przy mostach drewnianych dajemy zwykle oddzielnie od filarów, a to dlatego, aby wstrząśnienia, na które narażone są izbice, wskutek uderzeń kry, nie udzielały się filarom. Odległość pomiędzy izbicą i filarem przyjmujemy od 1,5 m do 3,5 m.

Najprostszy ustrój izbicy przy filarach pojedynczych cienkich i przy słabej krze będzie się składał z szeregu pali, wbitych w grunt co najmniej na 3,00 m głębokości w odległości około 1,5 m pal od pala (fig. 289). Na poziomie wody najniższej pale ściągnięte są kleszczami podłużnymi, na końcach ich ściętych, stosownie do pochylenia krawędzi tnącej, nasadzony jest ocep, który tworzy belkę izbicową, czyli belkę tnącą. Liczba pali zależy od długości izbicy, długość zaś zależy od różnicy poziomów niskiego spływania kry i wysokiego poziomu wody w rzece. Do wzmocnienia izbicy w kierunku poziomym, do zmniejszenia długości pali, zgi-

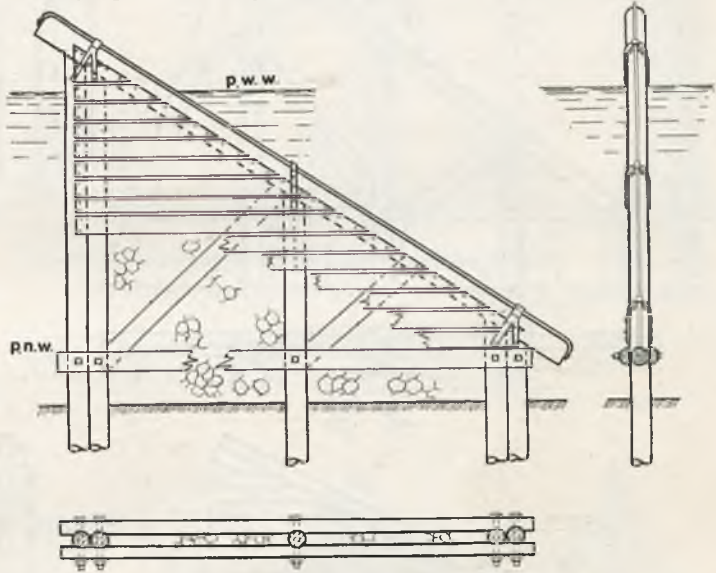


Fig. 289.

nających się pod wpływem parcia kry, dajemy zastrzały, które jednym końcem podpierają belkę izbicową i drugim końcem są odpowiednio wcięte w pale na poziomie kleszczy. Ostatni pal izbicy, a pierwszy od strony filara dla większego stężenia i stateczności izbicy wbijamy czasem ukośnie, jak to pokazane na fig. 290.

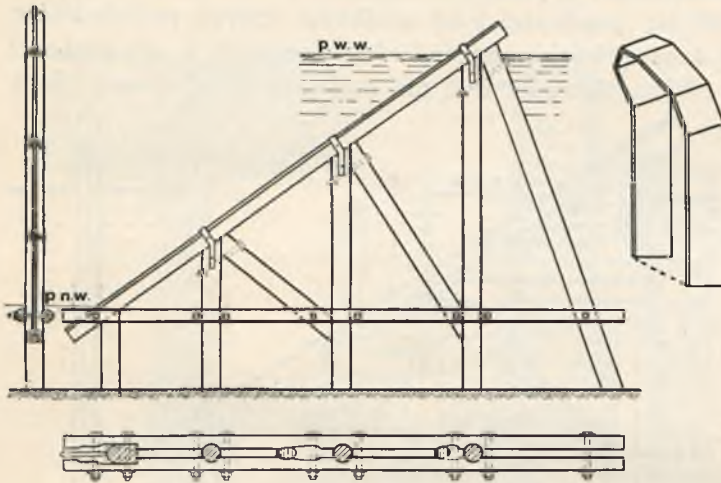


Fig. 290.

Nie chcąc osłabiać pali wcięciami w miejscu połączenia z nimi zastrzałów, a także by zwiększyć opór pali przeciw naporowi kry, wbijamy zamiast pojedynczych pale podwójne. Wtedy jedne z nich ścinamy na poziomie

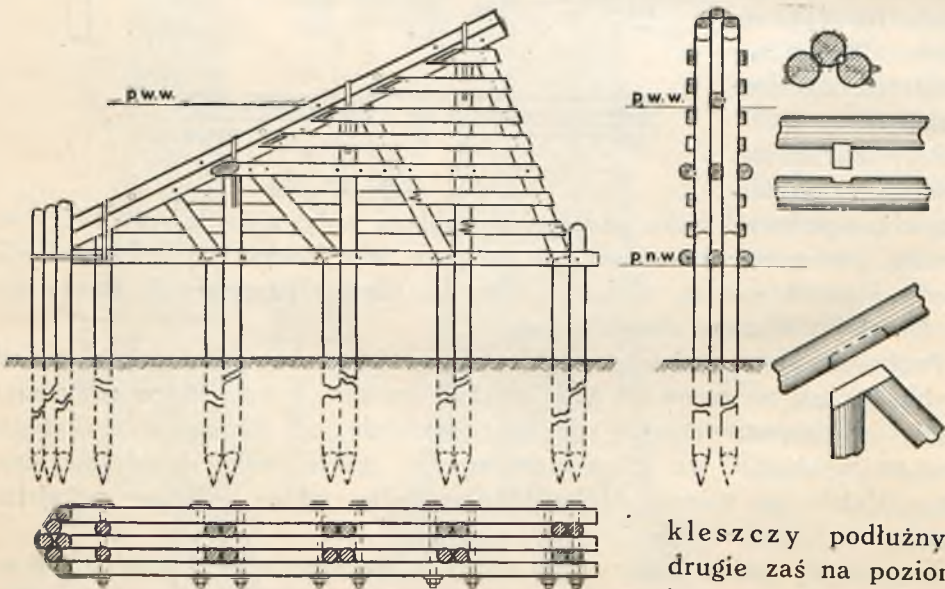


Fig. 291.

kleszczy podłużnych, drugie zaś na poziomie belki tnącej (fig. 291). O głowice pali krótkich

opieramy wtedy zastrzały izbicy.

Aby kra nie mogła uderzać w zastrzały, a także, aby nie cięła pali, dajemy z obu stron izbicy opierzenie z dyli grubości od 8 cm do 12 cm. Opierzenie to również stęży izbicę w kierunku podłużnym (fig. 291).

Wyżej wskazane izbice, będąc dość statecznymi w kierunku podłużnym, nie są czasami dość stateczne w kierunku poprzecznym. By je stę-



żyć w kierunku poprzecznym można dać dwa szeregi pali jeden obok drugiego lub w odległości grubości kleszczy podłużnych. Wtedy kleszcze będą się składały z trzech belek, jak to widać z fig. 291.

Dając dwa szeregi pali, możemy je wbić ukośnie i tym sposobem otrzymamy izbicę stopniowo poszerzającą się ku dołowi (fig. 292). Wówczas z przodu wbijamy jeden lub dwa pale jeden obok drugiego w kierunku podłużnym. Pale rozstawione w kierunku poprzecznym są wbite ukośnie tak, że wierzchołki ich schodzą się, podtrzymując nóż izbicy składający się z trzech belek (fig. 292).

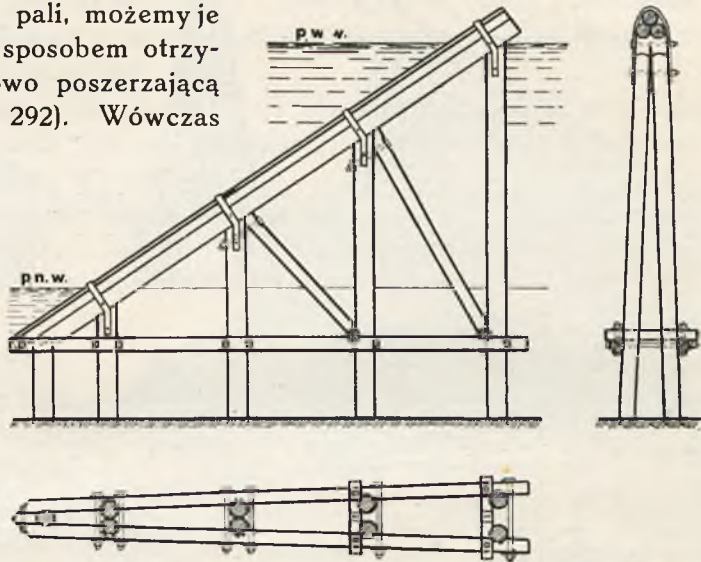


Fig. 292.

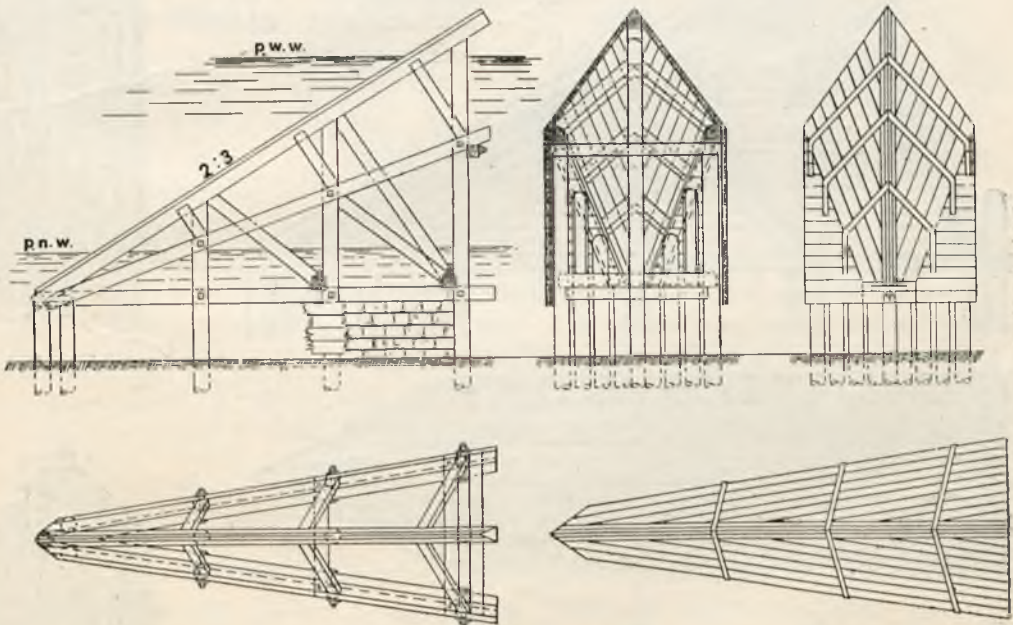


Fig. 293.

Przy grubych filarach podwójnych lub potrójnych izbica musi być również odpowiedniej grubości, aby kryła filar (fig. 293). Wbijamy w tym przypadku trzy szeregi pali, z których jeden szereg na osi filara pionowo.



zaś dwa drugie z boków pod pewnym kątem do środkowego szeregu. Z przodu wbijamy wtedy trzy lub więcej pali.

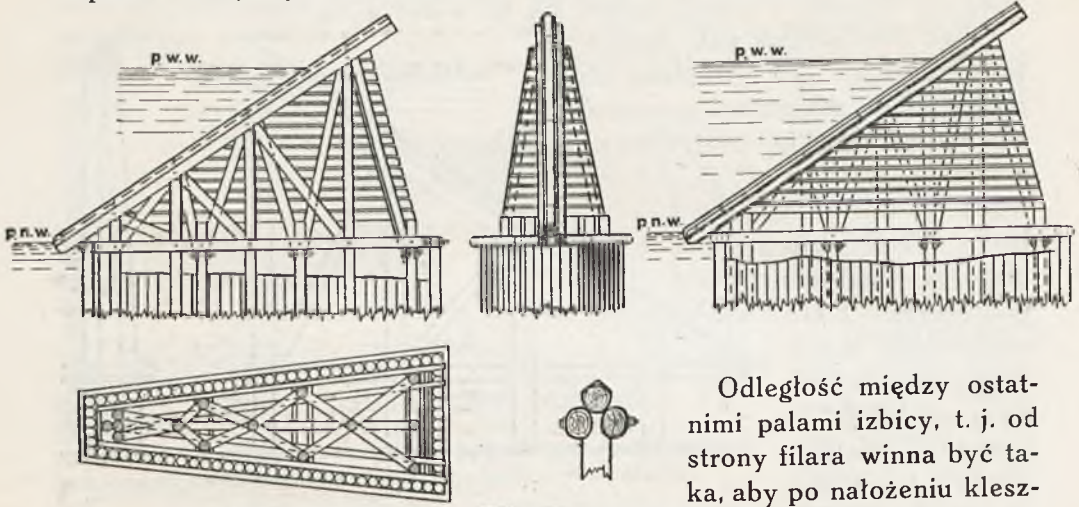
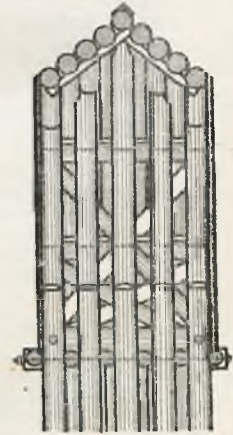
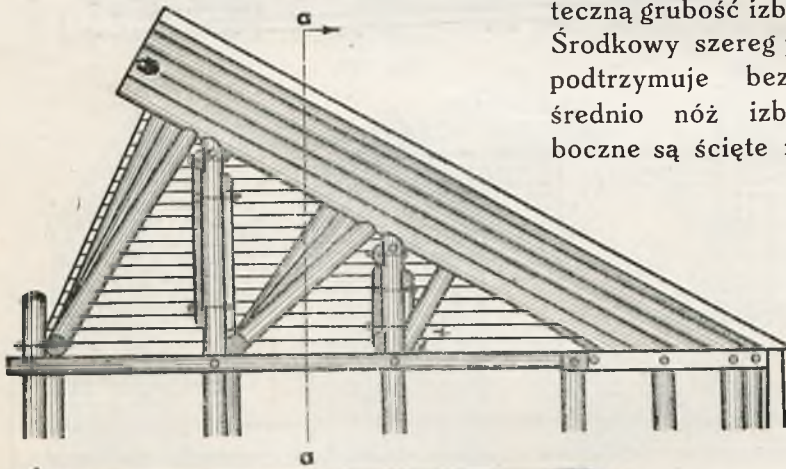


Fig. 294.



Odległość między ostatnimi palami izbicy, t. j. od strony filara winna być taka, aby po nałożeniu kleszczy otrzymać dostateczną grubość izbicy. Środkowy szereg pali podtrzymuje bezpośrednio nóż izbicy, boczne są ścięte nie-



Widok z tyłu

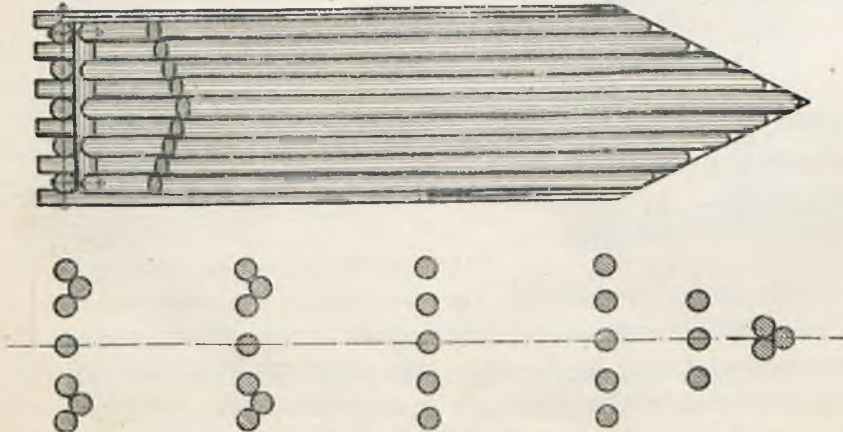
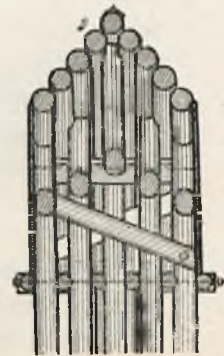


Fig. 295.



Przekrój a — a

co niżej i na nie nasadzamy oczepy. Na oczepy boczne i na nóż wcina-  
my krokwie, które szalujemy dylami (fig. 293).

Na poziomie wody najniższej dajemy kleszcze podłużne i poprzeczne,  
w które opieramy zastrzały, podtrzymujące nóż izbicy. Tak boki jak  
i dach izbicy szalujemy dylami.

Dla większej stateczności izbicy, przy silnej krze i dużej szybkości  
wody możemy wzmocnić izbicę, okalając ją szpuntpalami i zapełniając

wnętrze izbicy kamieniami (fig. 294).  
Taki ustrój izbicy niczym nie będzie  
się różnił od ustroju izbicy, o której  
była mowa wyżej. Zamiast szpunt-  
pali można izbicę  
taką ogrodzić  
ściankami kaszy-  
cowymi.

Na fig. 295 po-  
kazana jest jesz-  
cze izbica, za-  
stosowana przy  
moście na Wiśle  
pod Wyszogrod-  
dem.

Jeżeli filary są  
kaszycowe, to iz-  
bice zwykle da-  
je się razem z  
filarem, chociaż

robią wówczas również i izbice oddzielnie stojące. W pierwszym przy-  
padku filar w planie będzie miał kształt prawie taki sam, jak filary rzecz-  
ne z izbicami kamiennymi (fig. 296). Jak widać z rysunku żebro tnące  
izbicy znajduje się na środkowej ścianie zrębu kaszycy, która jest ścięta  
odpowiednio do pochylenia noża. Na ścianie tej nasadzony jest oczep,  
składający się z jednego lub trzech bali. Oczep ten tworzy nóż iz-  
bicy.

Boczne ścianki ścinamy o pochyleniu nieco mniejszym i na nie również  
nakładamy bale-oczepy, które łączymy z balami krawędzi tnącej kro-  
kwiami i te ostatnie szalujemy dylami. Oszalowanie górnej powierzchni  
izbicy obija się czasem blachą około 1 mm do 2 mm grubości, by kra-  
płynąca nie ścierała oszalowania izbicy.

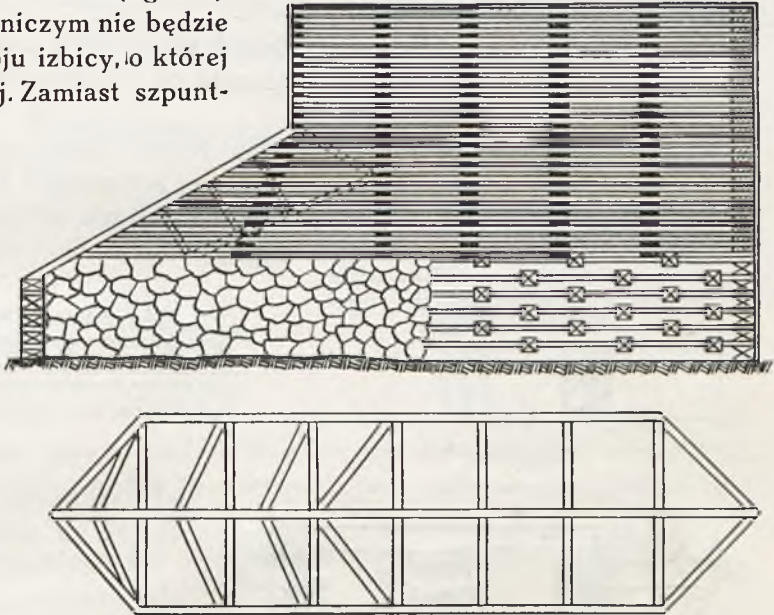


Fig. 296.



## USTRÓJ POMOSTU MOSTÓW DREWNIANYCH. JEZDNIA I CHODNIKI.

### § 74. Mosty drogowe.

Część budowy wierzchniej mostu, po której odbywa się ruch na moście i która oddaje siły, spowodowane tym ruchem dźwigarom głównym, nazywamy częścią przejazdową mostu.

Część przejazdowa składa się z dwóch części: 1) z nawierzchni i 2) z żeber pomostu, które, otrzymując ciśnienie od nawierzchni, oddają je dźwigarom głównym.

Nawierzchnia składa się również z dwóch części: pokrycia czyli skrupy zewnętrznej, na którą bezpośrednio działają ciężary ruchome i części niosącej — podłoża. Pokrycie chroni podłoże

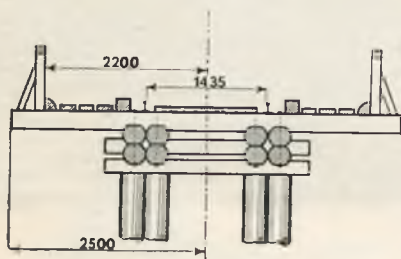


Fig. 297.

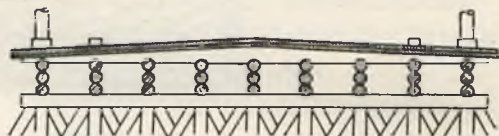


Fig. 298.

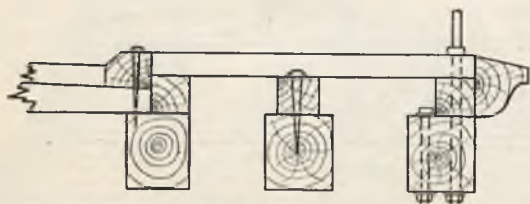


Fig. 299 a.

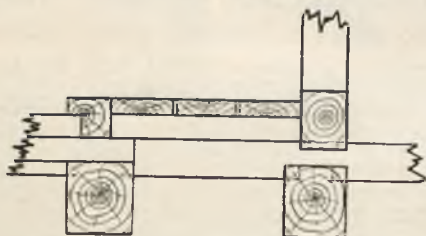


Fig. 299 b.

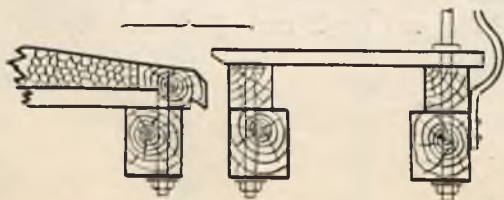


Fig. 299 c.

od uszkodzeń przez ciężary ruchome na moście.

W mostach o ruchu niewielkim nawierzchnia zwykle nie posiada pokrycia i składa się tylko z warstwy niosącej, t. j. z jednej warstwy desek lub dyli.

W rzadkich tylko przypadkach i to na mostach o bardzo słabym ruchu nie ma żeber i nawierzchnia pomostu spoczywa bezpośrednio na dźwigarach głównych.

Chodniki od jezdni oddzielamy albo za pomocą tak zwanych odbojnic, jeżeli chodniki i jezdnie są położone w jednym poziomie, albo też chodnik wznosi się ponad jezdnię na 10 cm do 15 cm. Na fig. 297 pokazany jest przekrój pomostu kolejowego.

Na fig. 298 jezdnia mostu drogowego oddzielona jest od chodników odbojnicą, na fig. zaś 299 a, b, c chodniki wznoszą się ponad jezdnię.



W przekroju poprzecznym mostu nawierzchnia tak chodników, jak też i jezdni, powinna mieć pewien spadek: chodników w stronę jezdni, jezdni zaś od osi mostu w stronę chodników. Przy dostatecznym spadku mostu w kierunku podłużnym i przy wąskich mostach czasem poprzecznego spadku pomostowi nie nadają. Jednakże powinniśmy dążyć, aby ten spadek był, gdyż dobre odwodnienie na moście jest niezbędne. Czasem chodnikom nadają spadek na zewnątrz (fig. 300). Nie uważam to za dobre, gdyż woda brudna, ściekając na zewnątrz, może zanieczyszczać części mostu niżej położone. Przy odwadnianiu powinno się zwracać uwagę, aby woda ściekająca z mostu była odprowadzana w odpowiednie miejsce za pomocą rynien lub rur. Poprzeczny spadek

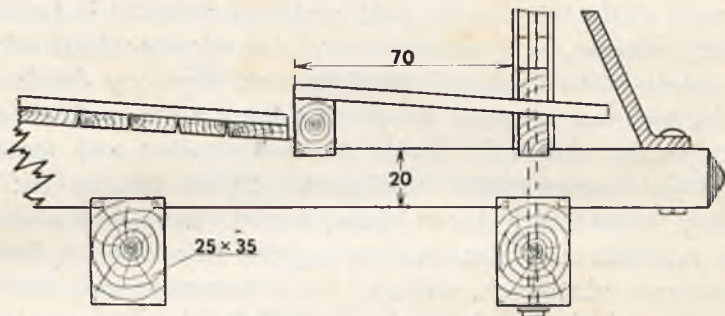


Fig. 300.

chodników nie powinien być większy od  $1\%$  do  $1,5\%$ , zaś jezdni od  $1,5\%$  do  $2\%$ . Przy nawierzchni z tłucznia spadek może być około  $3\%$ . Przy ślizgawicy duży spadek poprzeczny jest nader niebezpieczny dla ludzi i zwierząt.

Spadek podłużny mostu dla nawierzchni z dyli nie powinien być większy od  $2\frac{1}{2}\%$ .

Nawierzchnia mostów drogowych robi się przeważnie z desek przy tym, jeżeli most jest o znacznym ruchu, daje się dwie warstwy desek, z których wierzchnia warstwa — pokrycie jest przeważnie cieńsza, spodnia zaś warstwa niosąca — grubsza. W zależności od ustroju żeber pomostu albo obie warstwy są jednokierunkowe, albo też układają się jedna prostopadle do drugiej, lub pod kątem około  $45^\circ$ . Nawierzchnia z jednej warstwy desek może być stosowana tylko na chodnikach w mostach dla pieszych i w jezdni mostów o bardzo małym ruchu kołowym. Układają wtedy deski ze szczelinami 1 cm do 2 cm pomiędzy deskami dla lepszego odwodnienia.

Musimy tutaj zaznaczyć, że na mostach wysokich pozostawianie takich szczelin nie jest dobre dlatego, że przechodnie, widząc przez szczeliny wodę ze znacznej wysokości, odczuwają często strach przy przejściu przez most, a następnie przez szczeliny takie mogą spadać z mostu do wody drobne przedmioty wypadkowo upuszczone na chodnik przez przechodniów, łamie się parasole, laski i t. p.

Deski stosujemy zwykle z drzewa iglastego, są bowiem tańsze. Deski dębowe są trwalsze niż deski z drzewa iglastego, lecz droższe i po

pewnym czasie wygładzają się, stają się śliskie i z tego powodu niebezpieczne dla ruchu.

Przy dwóch warstwach desek wierzchnia warstwa służy czasem nie tylko do obrony spodniej warstwy od bezpośredniego działania i uszkodzenia od kół wozów, jadących po moście, lecz także do rozłożenia ciężaru skupionego na kilka desek warstwy dolnej,

Czas trwania wierzchniej warstwy desek zależy prawie wyłącznie od intensywności ruchu na moście. W mostach miejskich przy silnym ruchu deski ścierają się dość szybko i zmieniać je trzeba nawet od 2 do 3 razy rocznie, przy słabym zaś ruchu egzystencja desek jest dłuższa i czas trwania może dochodzić do kilku lat. Wymiary desek warstwy wierzchniej wynoszą: grubość od 5 cm do 8 cm i szerokość od 20 cm do 25 cm.

Sprawa układania desek górnych wzdłuż czy też w poprzek mostu, nie jest jednomyślnie rozwiązana. Są zwolennicy tak poprzecznej warstwy wierzchniej, jak również i podłużnej. Jeżeli chodzi o ścieralność, to przy deskach ułożonych w poprzek ścieranie ich jest mniejsze niż przy deskach ułożonych wzdłuż. Przy poprzecznych deskach nawierzchnia jest mniej gładka, do jazdy konnej łatwiejsza, lecz mniej spokojna. Do odwodnienia poprzecznego deski poprzeczne są lepsze, zaś do podłużnego podłużne. Mając jednak na uwadze, że w mostach drogowych zwykle dążymy do tego, aby pomostowi nadać stoczystość tak poprzeczną jak też i podłużną, musimy przyjść do wniosku, że pod względem odwodnienia oba kierunki są na ogół jednakowe.

Co się tyczy ścieralności, to trzeba zwrócić uwagę, że aczkolwiek deski ułożone wzdłuż mostu ścierają się prędzej niż deski ułożone w poprzek, to jednak przy poprzecznych deskach zmiana desek musi być dokonana na całej szerokości mostu, chociaż zniszczenie desek może się okazać tylko w pewnych miejscach na szerokości mostu, a mianowicie, w miejscach największego ruchu. Przy deskach podłużnych po starciu pewnych desek na szerokości mostu, można wymienić tylko deski zniszczone i dlatego też w ogólnym wyniku nawierzchnia z desek podłużnych może się okazać tańszą, od nawierzchni z desek poprzecznych. Dla tych powodów uważam, że w mostach o silnym ruchu kołowym lepiej jest stosować wierzchnią warstwę podłużną.

Te same zalety i wady co do ścieralności i zmiany desek ma nawierzchnia ukośna, przy tym wskutek tego, że końce trzeba ścinać ukośnie, traci się więcej materiału niż w nawierzchni podłużnej i poprzecznej i dlatego ten rodzaj nawierzchni jest nieco droższy od poprzecznej.

Deski do górnej warstwy nawierzchni powinny być suche i powinno się je układać szczelnie, w przeciwnym bowiem razie przy usychaniu desek tworzą się pomiędzy nimi szczeliny, które powodują jazdę niespokojną przy poprzecznej nawierzchni i szybkie jej niszczenie, gdyż kanty desek prędko się miażdżą, zwiększając przez to wpadnięcia kół pomiędzy deskami.



Przy poprzecznej nawierzchni styki desek powinno się robić pośrodku mostu na jego osi, a to dlatego, aby w razie zmiany desek, nie potrzeba było przerywać ruchu na całej szerokości mostu, lecz tylko na połowie.

Przy silnym ruchu, aby zmniejszyć nieco ścieranie desek pomostu, można układać wzdłuż mostu blachy o szerokości około 40 cm, lub też układać korytka żelazne w odległości rozstawu kół wozów ciężarowych. Koła toczą się wtedy po żelazie i nawierzchnia z desek mało się niszczy. Tego rodzaju środki przeciw szybkiemu ścieraniu desek stosowane były na niektórych mostach w Petersburgu.

Jeżeli droga, na której leży most, jest szosowana, to na odległości około 10 m od końców mostu lepiej nawierzchnię z tłucznia zastąpić brukiem zwyczajnym. Przy tłuczniu, który się łatwiej ściera niż brukowiec, część mączki startego kamienia trafia na końce mostu i po deszczu wytwarza się na deskach mostu śliskie błoto, które stanowi pewne niebezpieczeństwo dla ruchu kołowego. Drobnny pył oraz części grubsze tłucznia w postaci piasku, przeniesione przez pojazdy na most, wgniatają się w deski i przyspieszają ich niszczenie.

Spodnia warstwa desek, jako warstwa niosąca, ma kierunek prostopadły do belek, na których bezpośrednio spoczywa. Wymiary tych desek zależą od odległości pomiędzy belkami, na których leżą oraz od ciężarów ruchomych skupionych, na które muszą być obliczane. Szerokość ich bierze się zwykle od 20 cm do 25 cm, grubość zaś od 8 cm do 12 cm. Przy większej grubości może już zachodzić pytanie, czy nie lepiej dać belki, podtrzymujące bezpośrednio tę warstwę desek, więcej zbliżone jedna do drugiej, przy zmniejszeniu jednocześnie grubości desek. Dolne deski kładziemy zwykle w odstępie około 3 cm jedna od drugiej dla lepszego odwodnienia oraz przewietrzania. Ponieważ dolne deski nie są narażone na bezpośrednie działanie wozów, nie niszczą się mechanicznie, zatem czas służby ich zależy od trwałości drzewa. Dobrze więc jest deski dolne smarować płynami przeciwgnilnymi, o których mówiliśmy już wyżej.

Dolne deski z drzewa iglastego w normalnych warunkach mogą służyć od 5 do 7 lat, z drzewa zaś twardego od 6 do 8 lat a czasem i dłużej.

Co się tyczy styków desek dolnych, to można by tylko powtórzyć to samo, co było powiedziane o stykach desek górnych.

Stoczystość dolnej warstwy desek w kierunku poprzecznym naturalnie odpowiada stoczystości górnej warstwy desek. Górne deski powinny przekrywać odstępy desek dolnych, przeto dobrze jest, jeżeli deski górne są szersze od desek dolnych o odstępy w świetle pomiędzy deskami dolnymi.

Woda, która ścieka z nawierzchni pomostu przy spadku poprzecznym ku chodnikom, powinna być ujmowana w specjalne korytka i zapomocą rurek odpowiednich o średnicy około 10 cm do 12 cm spuszczana bezpośrednio do rzeki lub odprowadzana za pomocą rynien ku podporom mostowym i tam dopiero spuszczana do rzeki.



Czasem zostawiają też wzdłuż chodników pomiędzy pomostem i chodnikami podłużną szczelinę, przez którą woda z nawierzchni mostu ścieka bezpośrednio na dół do rzeki (fig. 301). Przy stosowaniu tego sposobu odwadniania, powinno się przewidywać środki, któreby nie dawały możliwości ściekania wody i błota na części mostu, położone pod pomostem.

Ciężar pomostu na metr kwadratowy, jeżeli przyjmować deski przesiąknięte wodą, może być przyjmowany w kilogramach: dla desek z drzewa iglastego od  $7\delta$  do  $12\delta$ , zaś dla drzewa liściastego od  $9\delta$  do  $12\delta$  przy wymiarze grubości  $\delta$  w centymetrach. Średnio dla iglastego  $9\delta$  i dla liściastego twardego  $10\delta$ .

Na mostach drogowych stosujemy też nawierzchnię z tłucznia lub żwiru (fig. 302, 303). Nawierzchnia ta ma te zalety, że dobrze chroni

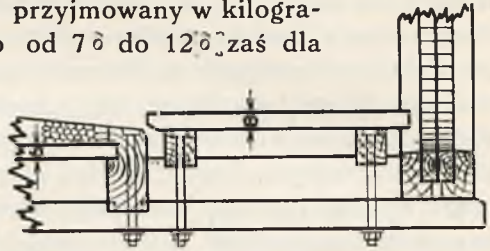


Fig. 301.

dyle dolne, na których jest położona, od uszkodzenia, rozpościera ciśnienie koła na większą płaszczyznę i jest tańsza, niż nawierzchnia z desek. Jest zato dość ciężka i przeto ciężka, a zatem koszty innych części mostu wzrastają. Grubość żwirówki robi się pośrodku mostu około 20 cm do 25 cm, zaś w pobliżu krawężników, które ją ograniczają, około 8 cm do 10 cm (fig. 303). W przekroju poprzecznym przedstawia ona linię krzywą tak, że największy spadek poprzeczny u krawędzi jest około 4% do 5% (fig. 303).

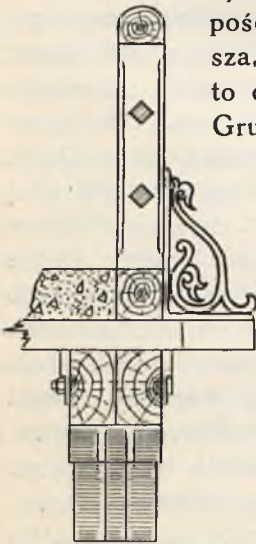


Fig. 302.

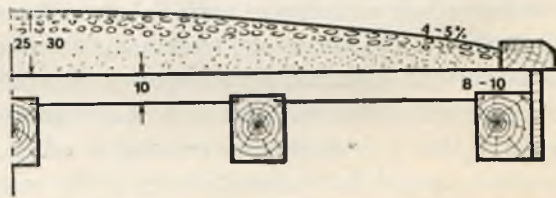


Fig. 303.

Dolna warstwa dyli, na której leży żwirówka, powinna być nasycona płynami przeciwgnilnymi, gdyż pod żwirówką drzewo może stosunkowo dość prędko zgnić. Powinno się przeto co pewien czas przeprowadzać rewizję dolnej dyliny. Dla lepszego odwodnienia dyle należy układać z odstępem około 3 cm. Dyle mogą być z półdrzew z ociosanymi kantami. Dla dłuższego zachowania dolnej dyliny można ją pokrywać papą asfaltową.

Bruk z kostki drewnianej jest lżejszy od żwirówki, lecz nieco cięższy od nawierzchni z dyliny podwójnej i trwalszy od nawierzchni z desek, gdyż koła pojazdów działają tutaj równolegle do włókien, to jest w kie-

runku, w którym drzewo jest znacznie wytrzymalsze na ścieranie. Wskutek swej elastyczności kostka drewniana zmniejsza uderzenia i wstrząśnienia, przez co zmniejsza się wpływ dynamiczny na belki mostowe, daje mały opór pojazdom, nie wygładza się, przeto nie jest śliską i przy jeździe po niej nie daje szumu.

Wszystkie te zalety nastęrczają stosowanie tego typu nawierzchni do mostów miejskich i dużych. Wadą jest jego, że wskutek wilgoci pęcznieje, przy usychaniu zaś zmniejsza się znacznie w swej objętości i przy stoczystości usuwa się i tworzy dość znaczne szczeliny. Zapobiedz tworzeniu się szczelin można przez zalanie spoin zaprawą cementową, pęcznieniu zaś przez nasycenie ich smołą lub asfaltem. Bruk kostkowy ściera się niejednakowo, konserwacja jego jest dość droga. Kostki układamy

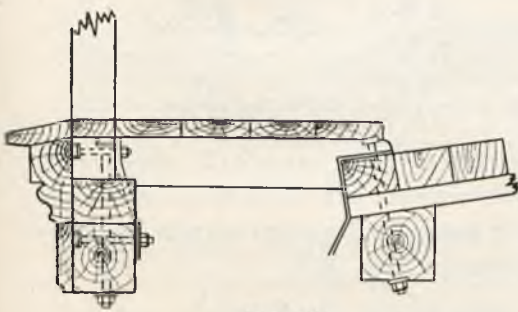


Fig. 304.

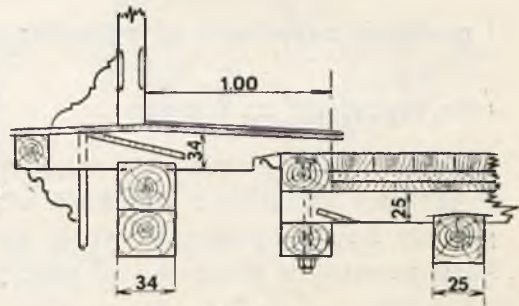


Fig. 305.

albo bezpośrednio na dylach dolnych (fig. 304), albo też na warstwie piasku o około 5 cm grubości (fig. 305). Wysokość kostki przyjmuje się od 10 cm do 15 cm. Ciężar bruku kostkowego w  $\text{kg/m}^2$  wynosi od  $8\delta$  do  $11\delta$  jeżeli  $\delta$  wyraża wysokość kostki w cm.

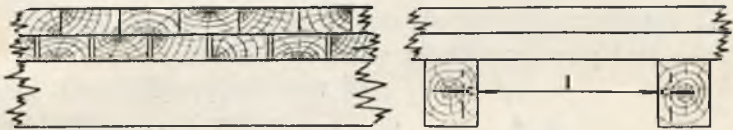


Fig. 306.

Przy warstwie podsypki z piasku grubości  $\delta_1$  cm ciężar metra kwadratowego bruku z podsypką w kilogramach wynosi  $11\delta + 19\delta_1$ .

### § 75. Obliczenie nawierzchni.

1) Nawierzchnia składa się z dwóch desek jednokierunkowych. Odległość w świetle pomiędzy belkami, podtrzymującymi nawierzchnię, niech będzie  $l$  (fig. 306). Wtedy możemy przyjąć, że teoretyczna rozpiętość dyli będzie  $l + 2c$ , przy czym  $c$  można przyjąć od 3 cm do 5 cm. Desek górnych albo nie przyjmujemy pod uwagę, licząc tylko, że deska górna służy do oddania ciężaru skupionego na dwie dyliny dolne lub też, jeżeli górne deski są niestarte, możemy przyjąć, że i one pracują t. j. przyjmują część ciężaru skupionego na siebie.

Oznaczając przez  $Q$  siłę skupioną, przez  $h_1$ ,  $h_2$  grubość dyliny górnej



i dolnej, przez  $b_1, b_2$  szerokość tychże dylin i zakładając, że na górną dylinę oddaje się część siły  $Q$ , równa  $P_1$  i na dwie dolne  $2P_2$ , t. j. na każdą dolną dylinę po  $P_2$ , możemy napisać:

$$Q = P_1 + 2P_2, \quad \frac{P_1}{b_1 h_1^3} = \frac{P_2}{b_2 h_2^3} \text{ skąd otrzymamy:}$$

$$P_1 = \frac{Q b_1 h_1^3}{b_1 h_1^3 + 2b_2 h_2^3} \quad \text{i} \quad P_2 = \frac{Q b_2 h_2^3}{b_1 h_1^3 + 2b_2 h_2^3}.$$

Mając siły  $P_1$  i  $P_2$  otrzymamy momenty gnące:

$$M_1 = \frac{P_1 (l + 2c)}{4}, \quad M_2 = \frac{P_2 (l + 2c)}{4},$$

i następnie naprężenie od zginania:  $\sigma_g' = \frac{6 M_1}{b_1 h_1^2}, \quad \sigma_g'' = \frac{6 M_2}{b_2 h_2^2},$

oraz naprężenie na ścinanie:  $\sigma_t' = \frac{3 P_1}{2 b_1 h_1}, \quad \sigma_t'' = \frac{3 P_2}{2 b_2 h_2}.$

Jeżeli ciężary skupione są w postaci kół o dość szerokich obręczach, to możemy uwzględnić szerokość  $a$  tych obręczy przy obliczaniu momentu gnącego i siły poprzecznej, wtedy otrzymamy następujące wyrażenia wielkości momentów gnących i sił poprzecznych (fig. 307).

$$M = \frac{P}{4} \left[ l + 2c - \frac{a}{2} \right], \quad Q = P \left[ 1 - \frac{a}{2(l + 2c)} \right]$$

2) Nawierzchnia składa się z dwóch warstw desek, z których warstwa górna jest prostopadła do warstwy dolnej.

W tym przypadku siła skupiona na jednej desce warstwy górnej dzięki pewnej sztywności

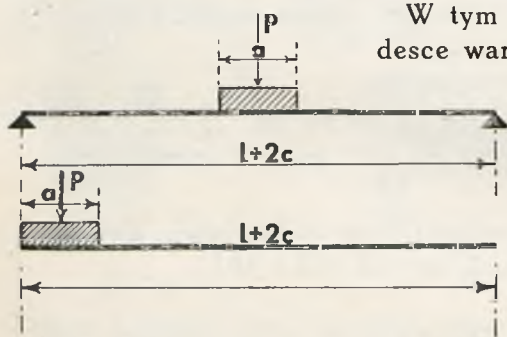


Fig. 307.

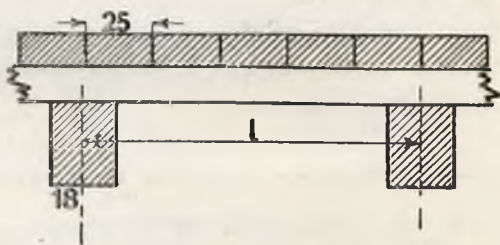


Fig. 308.

tej deski, odda się na kilka desek warstwy dolnej (fig. 308). Oznaczmy przez  $l$  odległość pomiędzy belkami podtrzymującymi dyle dolne, przez  $I_1$  i  $I_2$  momenty bezwładności dyla górnego i dyla dolnego, przez  $a$  odległość pomiędzy dylami dolnymi.

Dla deski dolnej będzie najniekorzystniej, jeżeli ciężar skupiony stanie na desce górnej nad środkiem deski dolnej, która się ugnie; również ugnie się deska górna i wskutek swej sztywności naciśnie na deski sąsiednie. Założymy, że siła skupiona  $R$ , działająca na górną deskę  $AB$ ,



rozkłada swe ciśnienie za pięć dolnych desek 1, 2, 3, 2' i 3' (fig. 309 i 310), niech te ciśnienia będą  $P_1, P_2$  i  $P_3$ . Ponieważ deski dolne są jednakowego przekroju, jednej rozpiętości i odległość między osiami tych desek jest jednakowa, przeto i ciśnienia na deski 2 i 2' oraz na 3 i 3' będą odpowiednio jednakowe.

Możemy przeto napisać, że  $R = P_1 + 2P_2 + 2P_3$ .

Rozpatrując jedną z desek dolnych, jako belkę swobodnie podpartą na dwóch podporach o rozpiętości  $l$ , możemy napisać następujące

$$\text{wyrażenie na ugięcie tej deski: } f = \frac{Pl^3}{48EI_2} = \alpha P,$$

zatem dla desek 1, 2 i 3 mamy:  $f_1 = \alpha P_1, \quad f_2 = \alpha P_2, \quad f_3 = \alpha P_3$ .

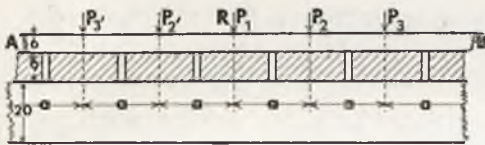


Fig. 309.



Fig. 310.

Deskę górną, która w punkcie 1 ma styczną do osi ugięcia poziomą, a zatem  $\text{tg } \varphi = 0$ , możemy rozpatrywać, jako belkę o jednym końcu zamocowanym, a mianowicie na osi dyla pierwszego, i znajdującą się pod działaniem reakcji desek dolnych 2 i 3 (fig. 311). Pod działaniem sił  $P_2$  i  $P_3$  belka ta ugięła się i w punktach zaczepienia tych sił dała strzałki i ugięcia  $y$  równe:

$$y_2 = f_1 - f_2 = \alpha(P_1 - P_2), \quad y_3 = f_1 - f_3 = \alpha(P_1 - P_3).$$

Dla belki zamocowanej jednym końcem i obciążonej siłą  $P$  w odległości  $x$  od miejsca utwierdzenia dla dowolnego punktu  $x < l$  mamy:

$$EIy'' = P(l - x); \quad Ey' = Plx - \frac{Px^2}{2}, \quad Ey = Pl \frac{x^2}{2} - P \frac{x^3}{6}.$$

gdyż dowolne całkowania równają się zeru,

Na zasadzie tych wzorów możemy napisać:

$$y_2 = \frac{P_2 a^3}{3EI_1} + \frac{P_3 2a^3}{2EI_1} - \frac{P_3 a^3}{6EI_1} = \frac{a^3}{6EI_1} (2P_2 + 5P_3),$$

$$y_3 = P_3 \frac{2a(2a)^2}{2EI_1} - P_3 \frac{(2a)^3}{6EI_1} + P_2 \frac{a \cdot a^2}{2EI_1} - P_2 \frac{a^3}{6EI_1} + \\ + \frac{a}{EI_1} \left( P_2 a^2 - P_2 \frac{a^2}{2} \right) = \frac{a^3}{6EI_1} (5P_2 + 16P_3).$$

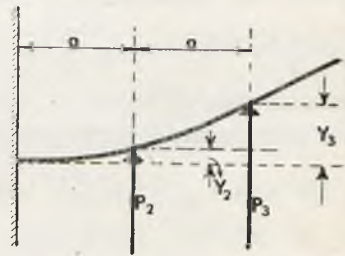


Fig. 311.

Otrzymaliśmy tedy trzy równania z trzema niewiadomymi:

$$P_1 + 2P_2 + 2P_3 = R$$

$$\frac{a^3}{6EI_1} (2P_2 + 5P_3) = \alpha (P_1 - P_2)$$

$$\frac{a^3}{6EI_1} (5P_2 + 16P_3) = \alpha (P_1 - P_3).$$

Oznaczając:  $\frac{a^3}{6EI_1\alpha} = \frac{48a^3EI_2}{6l^3EI_1} = \frac{8a^3I_2}{l^3I_1} = k,$

otrzymamy równania:

$$P_1 + 2P_2 + 2P_3 - R = 0$$

$$-P_1 + (1 + 2k)P_2 + 5kP_3 = 0$$

$$-P_1 + 5kP_2 + (1 + 16k)P_3 = 0,$$

które po rozwiązaniu dają nam następujące wyrażenia dla  $P_1, P_2$  i  $P_3$

$$P_1 = \frac{1 + 18k + 7k^2}{5 + 34k + 7k^2} R, P_2 = \frac{1 + 11k}{5 + 34k + 7k^2} R, P_3 = \frac{1 - 3k}{5 + 34k + 7k^2} R.$$

$P_1$  i  $P_2$  są wielkościami zawsze dodatnimi, zaś  $P_3$  może być wielkością dodatnią lub ujemną. Jeżeli  $1 - 3k > 0$ , t. j.  $k < \frac{1}{3}$  lecz  $k > 0,055$  to założenie, że siła  $R$  rozkłada się na 5 desek dolnych, było prawidłowe i wtedy możemy znaleźć największą siłę  $P_1$ , według której obliczymy deskę dolną.

Jeżeli zaś  $1 - 3k < 0$  t. j.  $k \geq \frac{1}{3}$ , to założenie o rozłożeniu ciśnienia  $R$  na 5 dolnych desek było nieprawidłowe, gdyż siła  $P_3$  otrzymała się ujemna, co przeczy założeniu o rozkładzie siły na 5 dyli dolnych, Jeżeli zatem  $k$  jest większe od  $\frac{1}{3}$  t. j. siła  $R$  rozkłada swe ciśnienie tylko na 3 dyle dolne, to rozumując jak poprzednio, otrzymamy:

$$P_1 + 2P_2 = R, \quad \alpha (P_1 - P_2) = \frac{P_3 a^3}{3EI_1}, \text{ a oznaczając}$$

$$\frac{a^3}{3EI_1\alpha} = \frac{2 \times 8 a^3 I_2}{l^3 I_1} = 2k, \text{ mamy } -P_1 + P_2 + 2kP_2 = 0, \text{ skąd będzie}$$

$$P_2 = \frac{1}{3 + 2k} R, \quad P_1 = \frac{1 + 2k}{3 + 2k} R.$$

Zwiększając sztywność górnych desek, otrzymamy, że siła  $R$  rozkłada się na większą ilość desek, zwiększając zaś sztywność desek dolnych otrzymamy odwrotnie.

W pewnych warunkach, gdy dyle górne są dosyć sztywne, dyle zaś dolne nie są zbyt sztywne siła skupiona  $R$  może się rozłożyć na siedem dyli dolnych.

Rozumując wtedy jak w przypadkach poprzednich, otrzymalibyśmy następujące wyrażenia dla sił  $P_1, P_2, P_3$  i  $P_4$ , na które rozkłada się siła skupiona  $R$ .

$$P_1 = \frac{1 + 72k + 131k^2 + 26k^3}{7 + 196k + 193k^2 + 26k^3} \cdot R$$

$$P_1 = \frac{1 + 57k + 46k^2}{7 + 196k + 193k^2 + 26k^3} \cdot R$$

$$P_3 = \frac{1 + 23k - 18k^2}{7 + 196k + 193k^2 + 26k^2} \cdot R$$

$$P_4 = \frac{1 - 18k + 3k^2}{7 + 196k + 193k^2 + 26k^3} \cdot R$$

Aby miało miejsce rozłożenie siły skupionej  $R$  na 7 dyli musi być zachowany warunek, że  $k < 0,055$ .

3) Na dylach dolnych nawierzchnia jest ze żwirówki,

Przy tego rodzaju nawierzchni nasuwa się przede wszystkim pytanie, jak się oddaje przez warstwę żwiru ciśnienie skupione na podłoże, które podtrzymuje tę warstwę żwirówki. Zagadnienie to próbowano rozwiązać drogą doświadczeń, bo oczywiście czysto teoretycznie rozwiązane być nie może. Inż. Kick i Steiner robili doświadczenia w Pradze, cisnąc

cylinder o średnicy 10 cm na warstwę piasku suchego. Z doświadczeń tych otrzymano, że ciśnienie od cylindra rozpościera się u podstawy warstwy piasku, na płaszczyźnie koła, średnica którego równa się potrójnej grubości warstwy piasku, i że ciśnienie to otrzymuje się nierównomierne, największe otrzymuje się po środku pod cylindrem i następnie zmniejsza się, lecz jak się zmniejsza, według jakiego prawa, — badania nie wykazały. Frenkiel badał rozkład ciśnienia przez żwir zmieszany z tłuczniem z cegły i otrzymał, że ciśnienie spowodowane na długości  $b$  na wierzchu warstwy rozpościera się u podstawy warstwy na długość  $b + 2,7 \delta$  jeżeli  $\delta$  oznacza grubość warstwy żwiru.

Jeżeli przeto weźmiemy koło, którego obręcz ma szerokość  $b_1$  (fig. 312a) i jeżeli koło to wciskać się będzie na szerokość  $b_2$  (fig. 312b) w żwirówkę, to ciśnienie koła na podłoże żwirówki będzie na płaszczyźnie:

$$F = (b_1 + 2,7 \delta) (b_2 + 2,7 \delta),$$

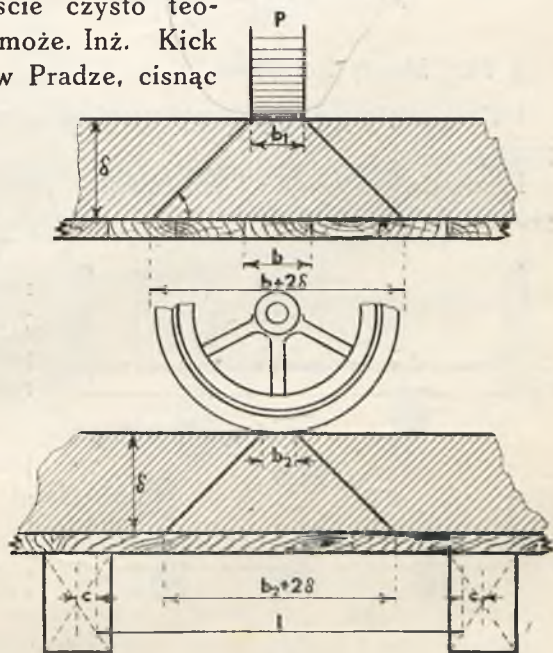


Fig. 312 a, b.



Im warstwa żwirówki jest lepiej ubita, tym lepiej i tym na większą płaszczyznę oddaje ciśnienie. Mając jednak na uwadze, że ciśnienie to nie jest równomierne, że jest ono największe po środku i następnie stopniowo się zmniejsza do zera, i że przy obliczeniach przyjmujemy jednak, że ciśnienie to jakby było równomierne, ostrożniej jest przyjmować, że ciśnienie to rozpościera się pod kątem  $45^{\circ}$ , czyli na płaszczyznę

$$F = (b_1 + 2\delta)(b_2 + 2\delta).$$

Jeżeli przez  $P$  oznaczymy ciśnienie koła, to przy warstwie żwirówki o grubości  $\delta$  na jednostkę długości jednej deski otrzymamy nacisk

$$p = \frac{Pb}{(b_1 + 2\delta)(b_2 + 2\delta)}$$

i przy rozpiętości deski  $l$  otrzymamy następujący moment gnący i siłę poprzeczną:

$$M = \frac{Pb(2l - b_2 - 2\delta)}{8(b_1 + 2\delta)}, \quad Q = \frac{Pb(2l - b_2 - 2\delta)}{2l(b_1 + 2\delta)}$$

### § 76. Mosty kolejowe.

Ustrój części przejazdowej mostów drewnianych kolejowych jest bardzo prosty.

Przeważnie stosujemy mostownice, które spoczywają albo na belkach głównych, albo też na podłużnicach (fig. 313 a, b, c).

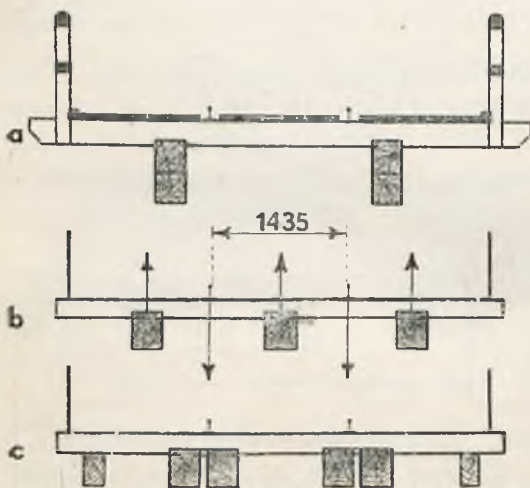


Fig. 313 a, b, c.

Przy odległości między wewnętrznymi krawędziami główek szyn 1,435 m odległość między belkami podłużnymi przy dwóch belkach dajemy zwykle 1,8 m (fig. 313 a).

Stosując trzy belki podłużne, dajemy taki rozstaw między belkami, aby ciśnienie, wywołane naciskiem kół pociągu na szyny, było jednakowe na każdą podłużnicę (fig. 313 b). O rozstawie tym mówiliśmy już przy rozpatrywaniu odległości między palami niosącymi filarów drewnianych.

Przy czterech podłużnicach dajemy je symetrycznie względem szyn, aby otrzymać jednakowe ciśnienie na każdą podłużnicę (fig. 313 c).

Długość mostownic daje się dwojaka: jedne mostownice — dłuższe około 4,8 m do 5,0 m i drugie — krótkie 2,4 m do 3,00 m długości. Na dwie lub trzy mostownice krótkie można dać jedną długą.

Długie mostownice służyć jednocześnie do podtrzymywania chodników na moście (fig. 314). W odległości od 25 cm do 30 cm od szyny na zewnątrz lub wewnątrz toru dajemy odbojnice, które służą do kierowania kół parowozu lub wagonów w razie ich wykolejenia.

Odbojnice nie pozwalają pociągowi wykolejonemu uderzyć o poręczę i spaść z mostu. Również za pomocą odbojnic, odpowiednio wciętych w mostownice, utrzymujemy te ostatnie na danej odległości jedna od drugiej i nie pozwalamy im się podnieść do góry.

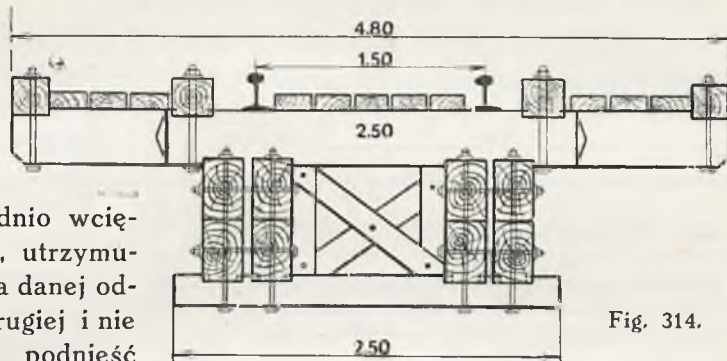


Fig. 314.

Mostownice długie łączymy zwykle z belkami, na których one spoczywają, dwiema śrubami o średnicy koło 25 mm. Z tymi mostownicami również śrubami połączone odbojnice (fig. 315). Odbojnice częściej dajemy na zewnątrz szyn

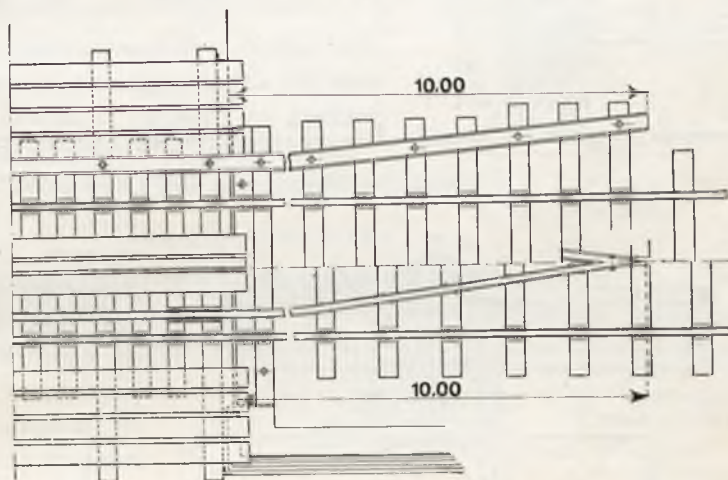


Fig. 315.

roboczych. Zamiast odbojnic dajemy również kontrszyny. Kontrszyny układamy zwykle wewnątrz szyn roboczych.

Tak odbojnice jak również i kontrszyny przeciągamy poza przyczółki mostu na długość 10 m, przy tym odbojnice rozsuwamy, kontrszyny zaś łączymy ze sobą pod ostrym kątem na osi toru (fig. 315).

Odległość pomiędzy szyną i odbojnicą jak również pomiędzy szyną i kontrszyną powinna być 16 cm, lub nieco więcej, aby obręcz kół parowozu przy wykolejeniu mieściły się między szyną i kontrszyną lub pomiędzy szyną i odbojnicą.

Rzadziej już obecnie układamy szyny bezpośrednio na belkach podłużnych, jak to jest pokazane na fig. 317.

Przy bezpośrednim przymocowaniu szyn do belek podłużnych odległość pomiędzy osiami tych ostatnich powinna się równać odległości między szynami.

Ponieważ szyny kładziemy z pewną przechyłką  $\frac{20}{1}$  przeto można z taką samą przechyłką ułożyć dyle; przy takim połączeniu dyle są więcej stateczne,

Jeżeli będziemy porównywać ustrój nawierzchni pierwszy i drugi to możemy przyjść do następujących wniosków:

1) ustrój nawierzchni przy poprzecznicach otrzymujemy jak na szlaku;

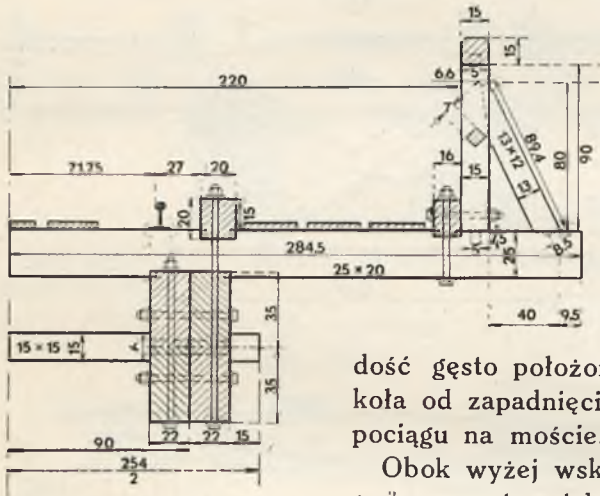


Fig. 316.

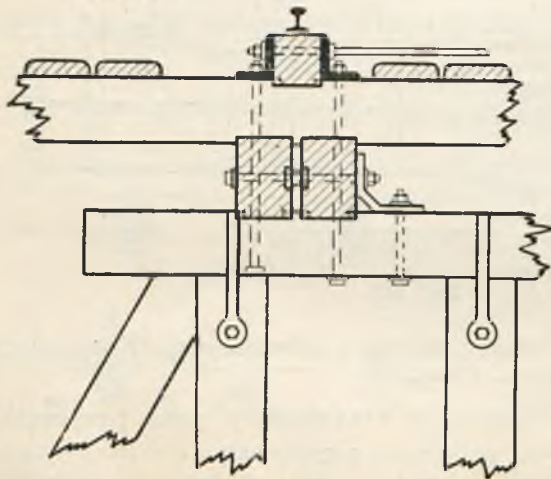


Fig. 317.

poprzecznice możemy bezpośrednio kłaść na belki główne i na nich w bardzo prosty sposób urządzić chodniki,

2) szerokość toru kolejowego na poprzecznicach oraz pochylenie szyn zachowuje się dobrze,

3) o ile poprzecznice są dość gęsto położone, zabezpieczają one dobrze koła od zapadnięcia się w razie wykolejenia się pociągu na moście.

Obok wyżej wskazanych zalet, mają te wady, że wymagają większej ilości drzewa, niż przy

belkach podłużnych i że końce szyn, których styki dajemy pomiędzy mostownicami, muszą być albo odpowiednio do rozstawionych mostownic przycinane, albo też przy danej długości szyn mostownice odpowiednio rozsuwane.

Ułożenie szyn na dylinach podłużnych ma następujące zalety:

1) wymaga mniej materiału drzewnego — jest zatem tańsze, niż przy ustawianiu szyn na mostownicach poprzecznych,

2) układanie szyn w tym wypadku ma miejsce na jednostajnym i ciągłym podłożu, przeto styki szyn mogą być w dowolnym miejscu,

3) w mostach z jazdą dolną przy niewielkiej odległości pomiędzy poprzecznicami (nie więcej od 2 m) można się obejść bez specjalnych belek podłużnych.

Jako wady można wskazać przede wszystkim na paczenie się drzewa wskutek zmian i działań atmosferycznych, co powoduje naruszenie pra-



widłowego położenia szyn, jako to odległości i pochylenia. Ażeby utrzymać należytą odległość pomiędzy szynami, trzeba dawać pomiędzy szynami ściągi-rozpórki conajmniej trzy na długości jednego ogniwa szyn.

Przy zejściu pociągu z szyn oczywiście przy tym ustroju otrzymuje się zapadnięcie kół.

Urządzenie pomostu z desek jest utrudnione. Nadto zwiększa się wysokość ustrojowa mostu, gdyż dyle podłużne kładziemy na poprzecznicach.

Mostownice obecnie są znormalizowane. Wymiary ich uwidocznione są w niżej podanej tabeli.

Rozstęp belek podłużnych w cm. . . . .	180	190	200	210	220	230	240
Długość mostownicy: w cm. . . . .	250	250	270	270	300	300	300
Przekrój mostownicy: grub. i wys. w cm.	22×24	22×24	24×27	24×27	26×30	26×30	26×30
Największa dop. odległość pomiędzy osiami mostownic w cm.	70	70	70	70	70	70	70

§ 77. Obliczenie mostownic i dyli pod szynami.

1) Mostownice.

Mostownice można rozpatrywać, jako podpory sprężyste szyny i w tym przypadku obliczenie ich nie wiele się będzie różniło od obliczenia dyli dolnych mostów drogowych.

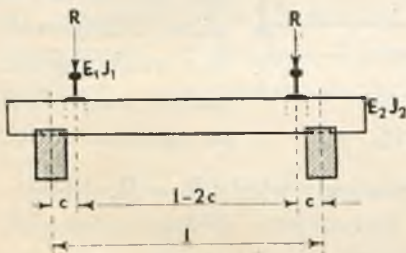


Fig. 318.

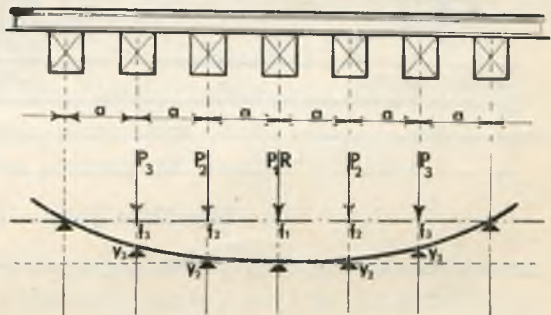


Fig. 319.

Dzięki sztywności szyny, ciężar skupiony koła parowozu przy ugięciu mostownicy i szyny będzie się oddawać na kilka mostownic, z których każda przedstawia sobą nic innego, jak tylko belkę wolno podpartą na dwóch podporach i obciążoną symetrycznie (fig. 318). Oznaczając sztywność szyny przez  $E_1 I_1$ , sztywność zaś mostownicy przez  $E_2 I_2$ ,

otrzymujemy ugięcie mostownicy: 
$$f = \frac{Pc^2(3l - 4c)}{6E_2 I_2} = \alpha P$$

Zachowując te same oznaczenia, jak przy obliczaniu dyli dolnych

mostów drogowych, otrzymamy dla sił  $P_1$ ,  $P_2$  i  $P_3$ , w założeniu, że nacisk koła  $R$  rozkłada się na 5 mostownic (fig. 319), następujące wzory:

$$P_1 = \frac{1 + 18k + 7k^2}{5 + 34k + 7k^2} R, \quad P_2 = \frac{1 + 11k}{5 + 34k + 7k^2} R,$$

$$P_3 = \frac{1 - 3k}{5 + 34k + 7k^2} R; \quad k = \frac{a^3}{6 E_1 I_1 \alpha} = \frac{a^3 E_2 I_2}{c^2 (3l - 4c) E_1 I_1}.$$

Przy  $k > \frac{1}{3}$  otrzymujemy, że nacisk koła  $R$  rozkłada się tylko na 3 mostownice i wtedy będziemy mieć:

$$P_1 = \frac{1 + 2k}{3 + 2k} R, \quad P_2 = \frac{1}{3 + 2k} R,$$

Mając siłę  $P_1$ , otrzymamy moment gnący, który będzie się równał  $M = P_1 c + \frac{pl^2}{8}$ , jeżeli przez  $p$  oznaczymy obciążenie stałe na jednostkę długości mostownicy.

Siła poprzeczna będzie się równać  $Q = P_1 + \frac{pl}{2}$ .

Mając moment gnący i siłę poprzeczną, nie trudno znaleźć naprężenia odpowiednie, które nie powinny przekraczać granicy dopuszczalnych:  $k_g = 90 \text{ kg/cm}^2$  i  $k_t = 18 \text{ kg/cm}^2$  dla drzewa iglastego, względnie  $k_g = 110 \text{ kg/cm}^2$  dla drzewa dębowego.

Drugie sprawdzenie mostownicy na zginanie powinno być zrobione w założeniu, że nacisk koła  $R$  oddaje się całkowicie na jedną mostownicę, lecz wtedy dopuszczalne naprężenie na zginanie zwiększa się do  $135 \text{ kg/cm}^2$ , Moment gnący otrzymujemy wtedy  $M = Rc + \frac{pl^2}{8}$ .

Siła poprzeczna  $Q = R + \frac{pl}{2}$ .

Wreszcie trzecie obliczenie odpowiada założeniu, że nastąpiło wykolejenie parowozu i koła cisną na mostownice w odległości  $a$  cm od szyny (fig. 320).

Otrzymujemy wtedy moment gnący:

$$M = \frac{R(l - 2a)(a + c)}{l}.$$

Wielkość  $a$  równa się odległości, w jakiej odbojnica położona jest od szyny mniej szerokość obręczy koła. Zwykle  $a$  równa się około  $10 \text{ cm} - 15 \text{ cm}$ .

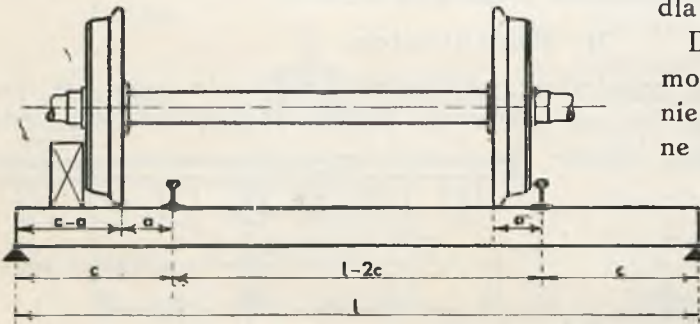


Fig. 320.

W trzecim założeniu otrzymane naprężenie nie powinno być większe od  $180 \text{ kg/cm}^2$ .

Przy obliczaniu momentu wytrzymałości mostownicy przyjmujemy, że jest ona osłabiona przez wcięcie w belki, które ją podtrzymują na głębokość około 2 cm i następnie, że jest osłabiona śrubą pionową o średnicy 2 cm.

Według przepisów Ministerstwa największa odległość pomiędzy osiami mostownic może być 70 cm. Przy grubości mostownicy 25 cm odległość w świetle otrzymuje się 45 cm. Odległość ta jest dość znaczna: koła parowozu lub wagonu wykolejonego mogą się zapadać dość głęboko i spowodować znaczną katastrofę, przeto należy w tych przypadkach dać pomiędzy szynami i odbojnicami pokrycie np. z blachy cienkiej, któraby nie pozwoliła zapadać się kołom. Przy odległości 20 cm pomiędzy mostownicami w świetle można nie robić zabezpieczeń przeciw zapadaniu się kół.

Mostownice należy tak wciąć w belki podłużne, na których one spoczywają, aby nie mogły się przesuwać ani wzdłuż swej osi, ani wzdłuż osi belek podłużnych, na których spoczywają. Połączenie to jest uwiidocznione na fig. 321.

Mostownice długie wzięte są na śruby do belek podłużnych, odbojnice zaś wcięte są w mostownice analogicznie jak mostownice w belki podłużne i przyśrubowane są długimi wkrętkami o średnicy  $d = 15 \text{ mm}$  do 18 mm.

Zwykle obliczenie mostownic rozpoczynamy od drugiego i trzeciego przypadku, dobieramy przekrój mostownicy i sprawdzamy go według pierwszego sposobu obliczenia.

## 2) Dyle podłużne.

Obliczenie dyli podłużnych pod szynami możemy przeprowadzić w następujący sposób: oznaczamy sztywność szyn, jak i w przypadku poprzednim, przez  $E_1 I_1$ , sztywność dyla przez  $E_2 I_2$ , rozpiętość dyla przez  $l$  (fig. 322 a i b). Nadto zakładamy, że szyna jest przy-

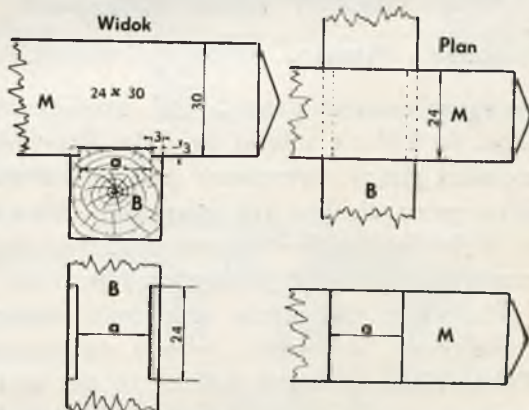


Fig. 321.

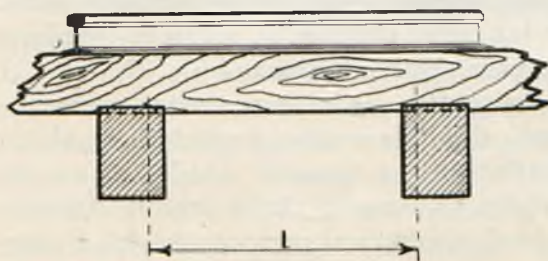


Fig. 322 a.



Fig. 322 b.



twierdzona do dyla na całkowitej swej długości, że styki szyn są nad podporami dyla, lub jeżeli znajdują się nie nad podporami, to złącza szyn są tej samej sztywności co i szyna.

Jeżeli moment gnący całkowity, działający na szynę i dyl, oznaczymy przez  $M_c$ , przez  $M_s$  i  $M_d$  oznaczymy te części całkowitego momentu gnącego, które się przekazują odpowiednio na szynę i dyl, to możemy napisać, że  $M_c = M_s + M_d$ .

Mając zaś na uwadze, że przy ugięciu krzywizna szyny i dyliny będzie jednakowa, możemy napisać, że  $\frac{1}{\rho} = \frac{M_s}{E_1 I_1} = \frac{M_d}{E_2 I_2}$ .

Z równania tego i z równania poprzedniego otrzymamy:

$$M_s = \frac{E_1 I_1}{E_1 I_1 + E_2 I_2} M_c, \quad M_d = \frac{E_2 I_2}{E_1 I_1 + E_2 I_2} M_c.$$

Mając momenty gnące, przypadające na szynę i dyl, znajdziemy naprężenie. Moment gnący od obciążenia stałego będzie  $\frac{p l^2}{8}$ , co się zaś tyczy momentu gnącego od obciążenia ruchomego, to zależy on od tego, ile kół się mieści na dylu. Przy nieparzystej liczbie kół największy moment gnący otrzymamy pod kołem środkowym, postawionym pośrodku dyla, przy liczbie kół parzystej, również pod kołem środkowym, jeżeli to koło będzie postawione w odległości od środka belki, równej jednej czwartej odległości pomiędzy osiami kół parowozu.

Przy tym obliczeniu właściwie musimy przyjąć pewien przekrój dyla i następnie sprawdzić w nim naprężenie według powyższych wzorów. Najmniejsze wymiary dyli są 15 cm wysokości i 20 cm grubości. Aby przyjąć do obliczenia wymiary dyla możemy postąpić tak: mając moment wytrzymałości szyny i mnożąc go przez dop. naprężenie, otrzymujemy moment gnący, który może przyjąć na siebie szyna. Odejmując ten moment gnący od całkowitego momentu otrzymujemy pozostałość dla dyla, którego przekrój wtedy dobieramy. Mając przekrój, sprawdzamy go następnie według wzorów powyższych. W razie niepomyślnych rezultatów musimy przekrój dyla zwiększyć lub zmniejszyć i obliczenie powtórzyć.

### § 78. Chodniki.

Jak już wyżej mówiliśmy, chodniki mostów drogowych powinny być oddzielone od jezdni albo przez odpowiednie wzniesienie chodnika ponad jezdnię na 10 cm do 15 cm albo też, jeżeli chodniki są położone w jednym poziomie z jezdnią, powinny być oddzielone odbojnicami (fig. 323 a, b i c).

Zewnętrzna krawędź chodnika od strony jezdni przy dużym ruchu powinna być uzbrojona kątownikiem, aby koła wozów, przejeżdżających tuż przy chodniku i często zaczepiających za krawędź chodnika, nie tak łatwo uszkadzały krawędź chodnika. Kątowniki, które zbroją krawędź chodnika, są przymocowane do desek chodnika za pomocą wkrętek z główkami skrytymi (fig. 324).

Z drugiej strony chodnika od strony poręczy dajemy zwykle belkę podłużną czyli tak zwany krawężnik  $K$  (fig. 323 a. b i c). Krawężnik służy do umocowania słupków poręczy.

Obliczenie chodników.

Belki chodników obliczamy na obciążenie ruchome równomiernie rozłożone na chodnikach i równe  $600 \text{ kg/m}^2$ .

Deski nawierzchni chodników powinniśmy obliczać na ciężar skupiony, równy  $175 \text{ kg}$ . W tym:  $75 \text{ kg}$  jest waga człowieka,  $100 \text{ kg}$  ciężar który człowiek niesie. Otrzymamy przeto moment gnący:  $M = \frac{175l}{4} + \frac{pl^2}{8}$ , jeżeli rozpiętość deski jest  $l$  i obciążenie stałe  $p \text{ kg/m}$  b. Wyraz drugi nie odgrywa roli i może być pominięty.

Przyjmując szerokość deski  $25 \text{ cm}$  i dopuszczalne naprężenie na zginanie  $k_g$ , otrzymamy grubość deski  $h$  z zależności:  $h = \sqrt{\frac{6M}{25k_g}}$ . Grubość deski przyjmujemy nie mniejszą niż  $5 \text{ cm}$ , mając na uwadze, że deska się ściera i że jest pożądane, aby ugięcie deski od obciążenia ruchomego

było nie większe od  $1/350 l$ , t. j. aby  $f = \frac{Pl^3}{48EI} < \frac{l}{350}$ .

### § 79. Poręcz.

Każdy most drogowy oraz mosty kolejowe o rozpiętości  $l \geq 5 \text{ m}$ , i mniejsze przy wysokości nasypu  $h \geq 2 \text{ m}$  powinny być zaopatrzone w poręcz, które dajemy w celu zabezpieczenia od spadnięcia z mostu ludzi, wozów lub przechodzących zwierząt.

Poręcz składa się z trzech części: pochwyty, słupków i kraty.

Pochwyt jest to belka podłużna, którą nakładamy na słupki i łączymy ze słupkami na czop i przy pomocy klamer, śrub lub kołków. Styki pochwyty robimy zwykle nad słupkami. Połączenie końców pochwyty robimy albo zębem prostym (fig. 325), albo też zębem holenderskim (fig. 326).

Pochwyt obliczamy na siły poziome  $80 \text{ kg/m}$  b, przyjmując pochwyt jako belkę wolno podpartą na dwóch podporach o rozpiętości, równej odległości pomiędzy słupkami.

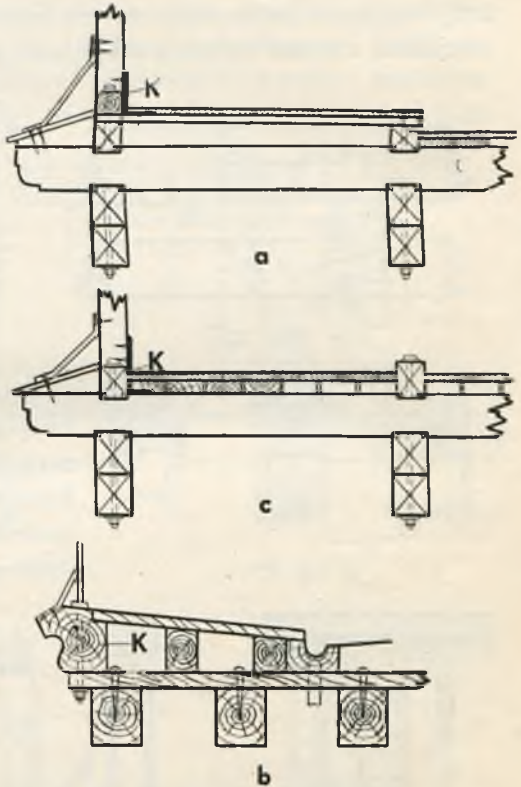


Fig. 323 a, b i c.

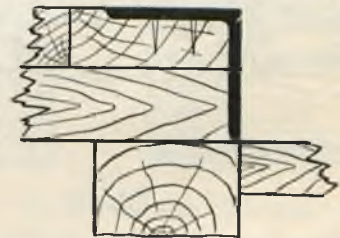


Fig. 324.



O ile wymiary pochwytu otrzymane z obliczenia wypadłyby małe, wtedy nadajemy pochwytwi szerokość nie mniejszą niż grubość słupków. Przekrój pochwytu jest prostokątny ze ściętymi kantami — z oflisami. W mostach miejskich czasem nadają pochwytwi przekrój nieco ozdobniejszy (fig. 327).

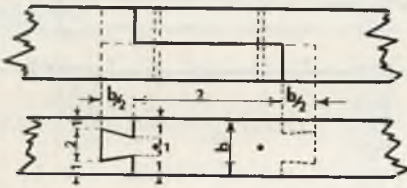


Fig. 325.

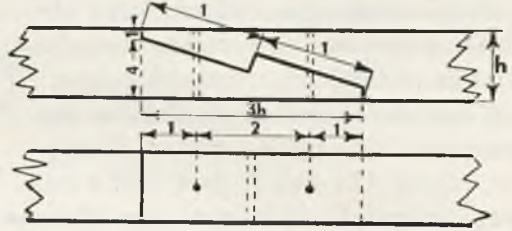


Fig. 326.



Fig. 327.

Słupki poręczy mają przeważnie przekrój prostokątny i ponieważ słupki trzymają poręczę, przeto połączenie ich z belkami mostowymi powinno być odpowiednio mocne i obliczone na całkowite parcie poziome, przypadające na pochwytny na całej jego długości między słupkami.

Połączenie słupków z belkami pokazane jest na fig. 328 i 329 a, b i c.

Jak widać z tych rysunków słupki w większości przypadków są podparte zastrzałami, położonymi w mostach drogowych zawsze na zewnątrz, w mostach zaś kolejowych można je dawać na wewnątrz, aby nie wydłużać belek poprzecznych lub mostownic i

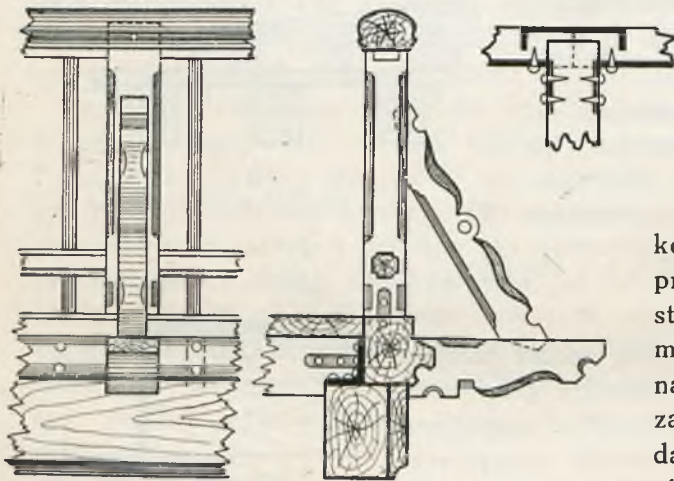


Fig. 328.

przez to nie zwiększać niepotrzebnie ciężaru mostu. Przy umieszczeniu zastrzałów wewnątrz mostu połączenie ich ze słupkami i belkami powinno być takie, aby zastrzały mogły dobrze sprzeciwiać się siłom rozciągającym i ściskającym, gdyż parcie na pochwytny może być skierowane zarówno na zewnątrz jak i na wewnątrz mostu. Tego rodzaju ustrój pokazany jest na fig. 329 b.

Zamiast zastrzałów drewnianych dajemy czasem zastrzały z płaskowników stalowych grubości około 12 mm do 15 mm i szerokości około 50 mm do 60 mm.

Zastrzały takie mogą być przybite do słupków i do wystających końców



belek poprzecznych gwoździami kutymi po dwa na każdym końcu. Od strony wewnętrznej w tym przypadku słupki łączymy z belką poprzeczną kątownikiem również z płaskownika stalowego tych samych wymiarów co i zastrzały i również przybijamy te kątowniki do słupka i belki poprzecznej gwoździami. Takie połączenie słupków z mostem pokazane jest na fig. 330. Odległość pomiędzy słupkami dajemy 1,5 m do 2,5 m.

Wysokość słupkom nadajemy taką, aby całkowita wysokość poręczy była nie mniejsza niż 1,0 m i zwykle nie większa od 1,2 m, włączając w tę wysokość i pochwyty.

Krata poręczy wypełnia przestrzeń pomiędzy słupkami, pochwytem i kra-

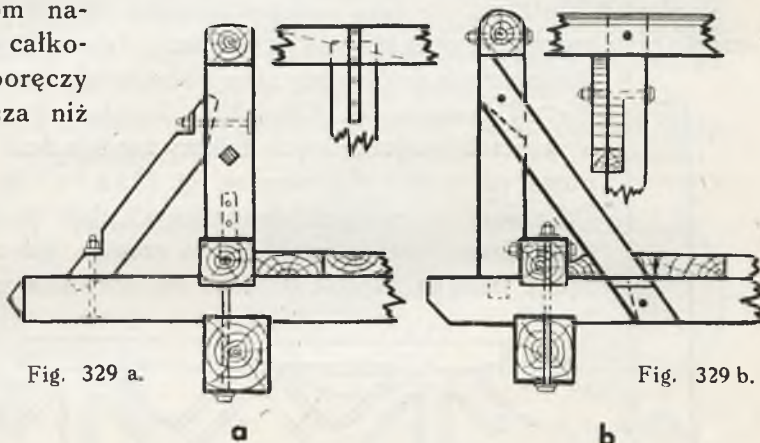


Fig. 329 a.

Fig. 329 b.

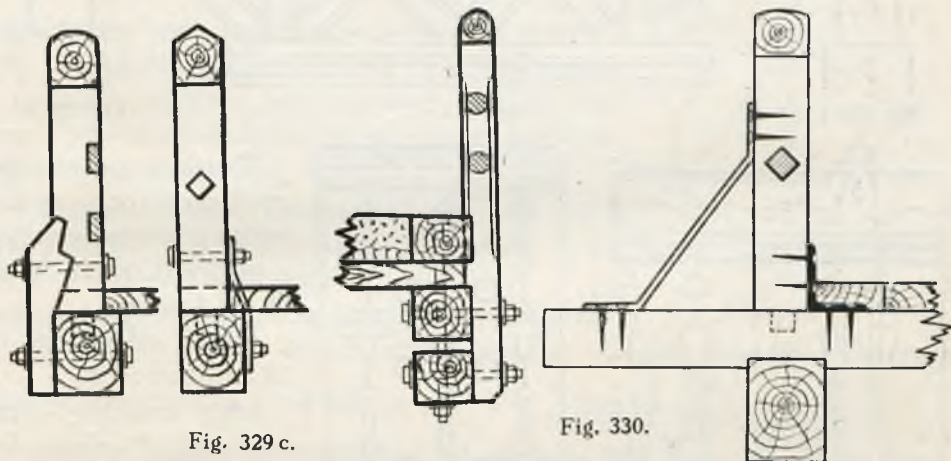


Fig. 329 c.

Fig. 330.

wężnikiem lub nawierzchnią chodnika. Krata ta w mostach drogowych powinna być tak gęsta, aby małe dzieci, a nawet małe zwierzęta, nie mogły dostać się poza kratę poręczy i wypaść.

Najprostsza krata będzie w postaci podłużnych prętów drewnianych o przekroju kwadratowym i boku około 6 cm lub 6,5 cm szerokości, lub też listew prostokątnych przybijanych z boków słupków. Pręty te zwykle stawiamy na kant. Takich prętów dajemy od jednego do trzech w zależności od rodzaju mostu, położenia mostu i jego wysokości. W mostach drogowych krata powinna być gęsta, w kolejowych zaś może być rzadsza (fig. 331 a i b).

Zamiast prętów poziomych można dać krzyże ukośne (Andrzejowskie) z beleczek kwadratowych z oflisowaniem kantów, jak to jest pokazane na fig. 332.

Krzyże takie dobrze stężają poręcze w kierunku podłużnym.

W mostach miejskich krata może być i więcej ozdobna, gdyż służy ona też jako ozdoba mostu (fig. 333 i fig. 334).

Ponieważ krata ma na celu architektoniczne ograniczenie mostu, przeto często przy ozdobniejszych kratkach przy kracie dajemy gzymsy, które służą jednocześnie do ochrony niższej położonych części mostu od deszczu fig. 333 i 334. Zamiast gzymsów w mostach drugorzędnych dajemy zwykle deski okapowe, jak to jest pokazane na fig. 323 a i c i fig. 335.

Czasem na mostach drewnianych daje się poręcze żelazne, lecz stosuje się to rzadko, gdyż poręcze takie są zwykle droższe od drewnianych.



Fig. 331 a.

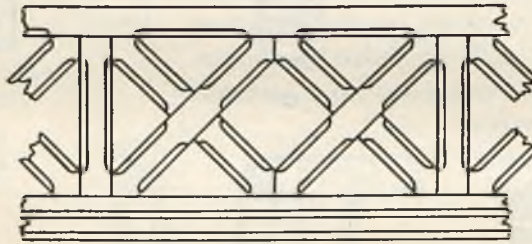


Fig. 332.



Fig. 331 b.

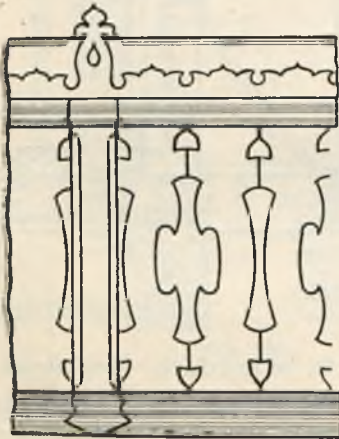


Fig. 333.

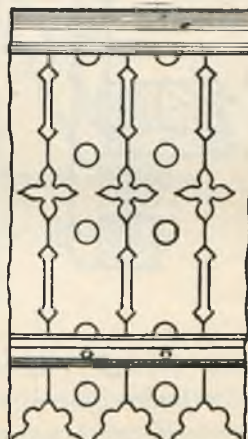


Fig. 334.

Wymiary poszczególnych części poręczy drewnianych są następujące:  
 - pochwyt od 15 cm do 18 cm grubości,  
 - słupki od 15 cm do 18 cm grubości,  
 - pręty krótkie 6×6 cm,  
 - dłuższe 8×8 cm lub 10×10 cm.

Ciężar poręczy na metr bieżący wynosi od 50 kg do 180 kg przeciętnie około 80 kg/m b.

## ROZDZIAŁ XII.

### § 80. Mosty belkowe leżajowe.

Najprostszy ustrój mostu belkowego otrzymamy, jeżeli belki okantowane o przekroju prostokątnym lub też okrągłe, ociosane z dwóch stron



lub tylko z jednej strony, położymy jedna obok drugiej na oczepach podpór. Jeżeli przyjmiemy, że najgrubsze drzewo iglaste będzie o średnicy  $d = 42$  cm, to stosując takie drzewo nieociosane, otrzymamy wskaźnik wytrzymałości przekroju jego  $W = \frac{1}{32} \pi d^3 = 7274 \text{ cm}^3$  i przy dopuszczalnym

naprężeniu na zginanie  $100 \text{ kg/cm}^2$ , największy moment gnący, który mogłaby belka wytrzymać równa się  $727400 \text{ kgcm}$ . Jest to moment stosunkowo niewielki i dlatego też urządzenie takie nadaje się do niewielkich rozpiętości: w mostach drogowych do 3,5 m, zaś w mostach kolejowych do 2,5 m.

Jeżeli zaś stosować drzewo o średnicy  $d = 32$  cm, to w mostach kolejowych wypadną rozpiętości nie większe od 2 m.

Stosowanie drzewa całkowicie

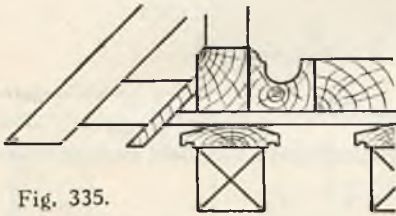


Fig. 335.



Fig. 336.

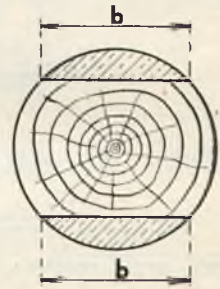


Fig. 336.

okrągłego nie jest dogodnie ze względów ustrojowych. Aby belki poprzeczne lub dyle poprzeczne nie zginały włókien belki głównej, musimy wytworzyć pewną płaszczyznę dotyku przez ściosanie belek chociażby z jednej strony.

Ociosujemy drzewo zwykle tak, aby szerokość płaskiej części była w granicach od  $\frac{1}{4} d$  do  $\frac{1}{2} d$ , gdzie  $d$  jest średnicą drzewa.

Należy tutaj zaznaczyć, że drzewo ociosane z jednej tylko strony lub z dwóch stron, według fig. 336, daje najmniejszy wskaźnik wytrzymałości jednakowy przy  $b = \frac{d}{3}$  lub  $b = \frac{d}{2}$ .

Ze względu przeto na naprężenie od zginania jest wszystko jedno, czy ciosać drzewo z jednej, czy też z dwóch stron. Ugięcie zaś otrzymamy mniejsze przy ociosaniu drzewa tylko z jednej strony.

Stosowanie drzewa ociosanego tylko z jednej lub z dwóch stron ma tę zaletę, że obróbka belek wymaga mniej roboty i jest przez to tańsza niż ociosanie belki z czterech stron.

Stosując belki ociosane, musimy wybrać taki stosunek grubości belki do jej wysokości, aby przy danej średnicy drzewa okrągłego wskaźnik wytrzymałości belki był największy (fig. 337). Jeżeli przeto oznaczymy grubość belki przez  $b$ , a wysokość przez  $h$ , to możemy napisać:

$$W = \frac{bh^2}{6}, \quad b^2 + h^2 = d^2, \quad \text{czyli} \quad W = \frac{b(d^2 - b^2)}{6};$$

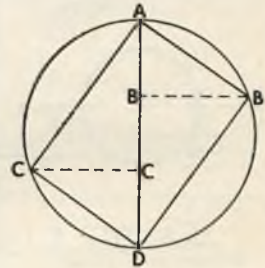


Fig. 337.



z równania  $\frac{dW}{db} = \frac{d^2 - 3b^2}{6} = 0$  otrzymamy, że  $b = \frac{d}{3} \sqrt{3}$ ,

$$h = \frac{d}{3} \sqrt{6} \text{ i } \frac{h}{b} = \sqrt{2}.$$

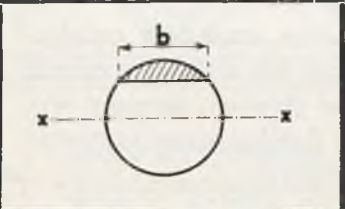
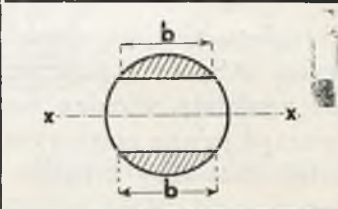
By otrzymać grubość bala  $b$ , dzielimy średnicę drzewa  $d$  na 3 równe części  $AB$ ,  $BC$  i  $CD$ ; z punktów  $B$  i  $C$  prowadzimy prostopadłe  $BB'$  i  $CC'$  i łącząc punkty  $A$  i  $B'$ ,  $B'$  i  $D'$ ,  $D'$  i  $C'$  i wreszcie  $C'$  i  $A$  otrzymamy najkorzystniejszy przekrój ze względu na wskaźnik wytrzymałości.

Najkorzystniejszy przekrój ze względu na moment bezwładności jest nieco inny, mianowicie otrzymamy go w następujący sposób:

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{b(d^2 - b^2)^{3/2}}{12}, \quad \frac{dI}{db} = \frac{(d^2 - b^2)^{3/2} - 3b^2(d^2 - b^2)^{1/2}}{12} = 0,$$

czyli  $d^2 - 4b^2 = 0$ ,  $b = \frac{d}{2}$ ,  $h = \frac{d}{2} \sqrt{3}$ ,  $\frac{h}{b} = \sqrt{3}$ .

Momenty bezwładności, wskaźniki wytrzymałości i momenty statyczne pól przekrojów drzewa okrągłego, ociosanego z jednej strony i ociosanego z dwóch stron podane są w poniższej tabeli.

						
	$b = \frac{d}{4}$	$b = \frac{d}{3}$	$b = \frac{d}{2}$	$b = \frac{d}{4}$	$b = \frac{d}{3}$	$b = \frac{d}{2}$
$b = 0$						
$I_x = 0,0491 d^4$	$0,048 d^4$	$0,047 d^4$	$0,044 d^4$	$0,047 d^4$	$0,045 d^4$	$0,039 d^4$
$W_x = 0,098 d^3$	$0,096 d^3$	$0,095 d^3$	$0,090 d^3$	$0,097 d^3$	$0,095 d^3$	$0,090 d^3$
$S_x = 0,083 d^3$	$0,082 d^3$	$0,080 d^3$	$0,073 d^3$	$0,081 d^3$	$0,077 d^3$	$0,063 d^3$

### § 81. Dźwigary główne mostów belkowych.

Odległość pomiędzy belkami głównymi w mostach drogowych dajemy od 0,8 m do 1,2 m, przy tym pośrodku na osi mostu dwutorowego zbliżamy belki do 0,6 m, a to ze względu na możliwość częściowego remontu mostu, t. j. jednej połowy mostu przy zachowaniu ruchu na drugiej połowie.

Belki główne w mostach czasowych, wykonywanych naprędcie, kładziemy bezpośrednio na oczepy, wcinając je na 2,5 cm tak, aby nie mogły się

przesuwać po oczepie ani wzdłuż, ani w poprzek, jak to jest pokazane na fig. 338. Jeżeli oczepy są podwójne, to belki kładziemy na jednej osi w zetknięciu czoła do czoła (fig. 339). Jeżeli zaś oczep jest pojedynczy, to belki główne podłużne kładziemy na oczep jedną obok drugiej według fig. 340. Otrzymujemy w tym przypadku nieregularny rozkład belek. Oś belek w jednym przęśle przesuwają się na całą grubość belki

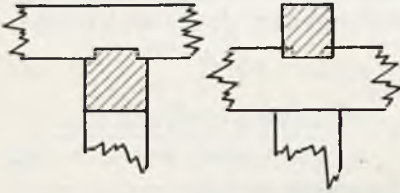


Fig. 338.

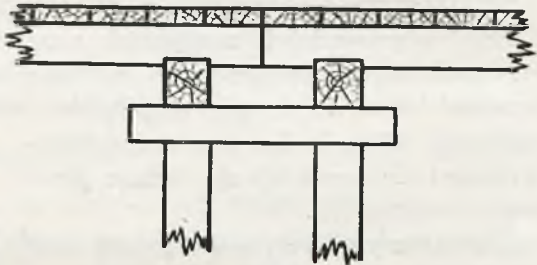


Fig. 339.

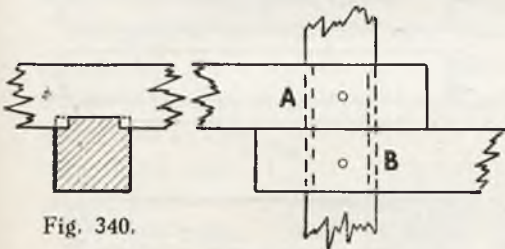


Fig. 340.

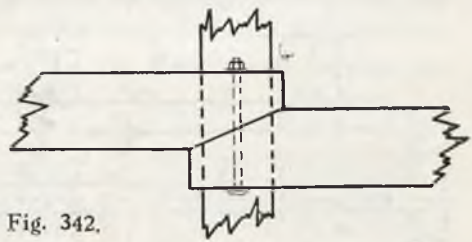


Fig. 342.

w przęśle sąsiednim. Końce belek zachodzą na oczepy na 0,3 m + 0,4 m. Czasem belki układają się nieco na ukos do oczepu tak, że punkty zetknięcia belek na oczepach leżą na osiach pali (fig. 341).

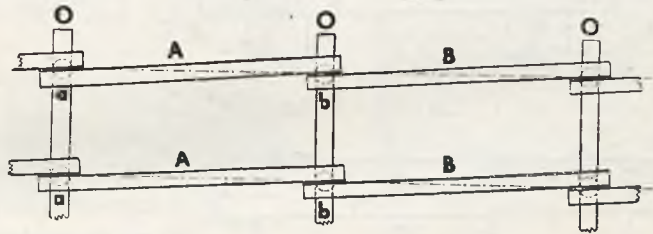


Fig. 341.

Aby tę odległość między osiami belek dwóch sąsiednich przęseł zmniejszyć do połowy grubości belek, można układać belki według fig. 342.

Przy belkach podwójnych, jedna obok drugiej, położonych na podporach pojedynczych, otrzymamy połączenie pokazane na fig. 343.

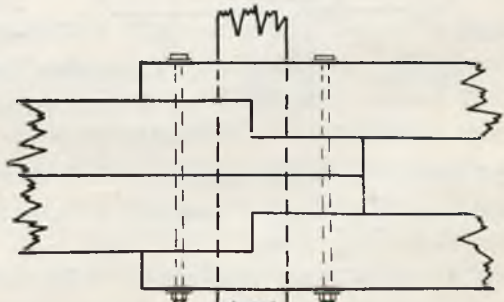


Fig. 343.

Podpory podwójne przy podwójnych belkach głównych dają możliwość ułożenia według fig. 344, z którego widać, że nad podporami zamiast dwóch belek dajemy trzy belki o mniejszych wymiarach, mając na uwadze,

że rozpiętość ich jest mniejsza, niż belek przekrywających odległości między podporami.

Przy głównych pojedynczych belkach, a filarach podwójnych możemy dać w granicach filarów po dwie beleczki, położone z dwóch stron sąsiednich belek pojedynczych.

Belki łączymy z oczepami albo za pomocą śrub, albo też za pomocą klamer.

Przy odpowiedniej szerokości oczepów lub też przy podwójnych oczepach w kształcie kleszczy możemy układać belki w dotyk czołowymi końcami jedna do drugiej, pomiędzy belkami stawiać deski w kształcie nakładek, które będąc wycięte, obejmują oczep i nie pozwalają się belkom przesunąć wzdłuż (fig. 345).

Jak już wyżej było wspomniane, belki główne układamy bezpośrednio na oczepie tylko w mostach małych

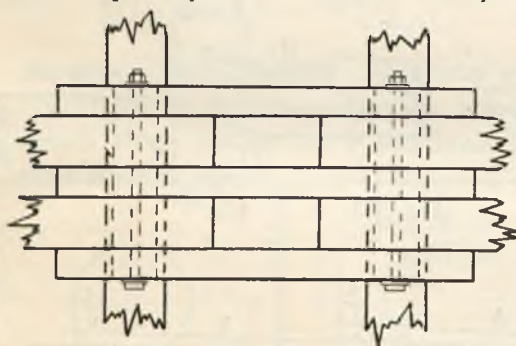


Fig. 344.

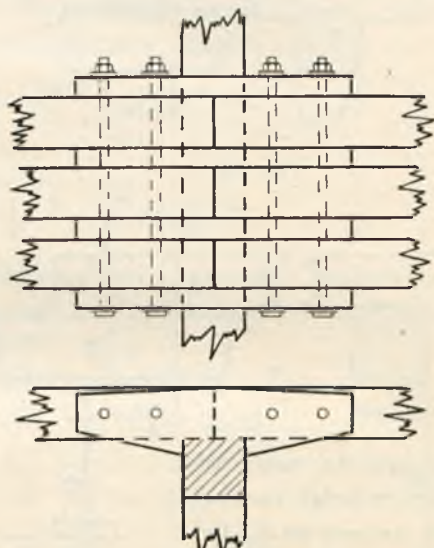


Fig. 345.

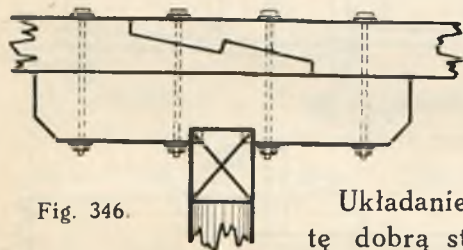


Fig. 346.

i drugorzędного znaczenia. W mostach większych zwykle układamy belki na specjalne beleczki krótkie, ułożone na oczepach, które nazywamy siodełkami lub podbelkami.

Układanie belek na podpory na siodełkach ma tę dobrą stronę, że nie potrzebujemy osłabiać belki głównej wcięciami w oczep, gdyż siodełko, z którym są belki połączone, jest odpowiednio wcięte w oczep. Następnie nad siodełkami możemy w odpowiedni sposób wykonać sztukowanie belek (fig. 346).

Od sposobów połączenia belek z siodełkami zależy praca belek, a przeto i ich obliczenie. Zanim przejdziemy do rozpatrzenia sposobów ułożenia i obliczenia belek na siodełkach, rozpatrzmy w pierw belki wielokrotne i belki złożone.

## § 82. Belki wielokrotne.

Jeżeli weźmiemy kilka belek o różnych momentach bezwładności i ułożymy je jedną obok drugiej lub jedną na drugiej lecz tak, że belki



te przy uginaniu się będą się mogły przesuwać jedna po drugiej, otrzymamy belkę wielokrotną. Taka belka, obciążona pewnym momentem gnącym  $M_c$ , przekaże ten moment każdej z poszczególnych belek proporcjonalnie do ich momentu bezwładności. Jeżeli przeto będziemy mieli belki z momentami bezwładności  $I_1, I_2 \dots I_n$ , to momenty gnące tych belek

$$\text{będą } M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2 + \dots + I_n} M_c, \dots M_l = \frac{I_l}{I_1 + I_2 + \dots + I_n} M_c.$$

Mając momenty gnące, możemy znaleźć i naprężenia w tych belkach. Jeżeli przekrój tych belek będzie jednakowy, a liczba ich  $n$ , to oczywiście  $M_1 = \frac{M_c}{n}$ , t. j. na każdą belkę przekaże się jedna  $n$ -ta część momentu.

Jeżeli belkę złożymy z kilku belek oddzielnych, położonych jedna na drugiej, lecz tak połączymy je ze sobą, że nie będzie przesunięć podłużnych jednej belki po drugiej, czyli że przy zginaniu belki te będą pracowały, jakby stanowiąc jedną całość—belkę jednolitą, to otrzymamy belkę złożoną.

Na fig. 347 a, b, c, d, e, f i g pokazane są w przekroju belki wielokrotne, składające się z dwóch do 9 belek pojedynczych. Belki te są zwykle łączone śrubami pionowymi i poziomymi lub też

klamrami z płaskowników stalowych.

Chociaż klamry są nieco droższe od śrub, jednakże mają tę zaletę w porównaniu ze śrubami, że przy klamrach nie osłabiamy belek dziurami, do których

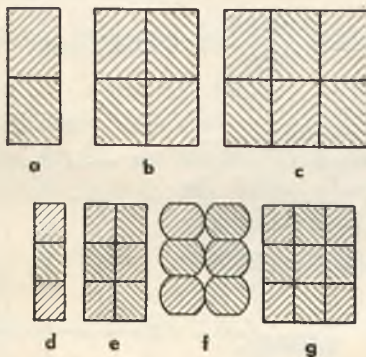


Fig. 347 a, b.

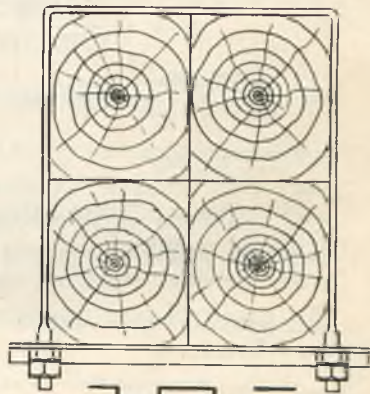


Fig. 348.

w dodatku dostaje się woda i powoduje szybsze gnicie. Śruby jednak lepiej łączą belki niż klamry. Klamry robimy z płaskowników stalowych wymiarów 65 mm × 12 mm lub 60 mm × 15 mm. Mają one kształt litery U, na końcach ich są nacięte gwinty. Poprzeczki z kątowników, płaskowników albo dwuteowników nakładamy na końce z gwintami, dając nasruby, którymi ściągamy belki, jak to jest pokazane na fig. 348. Wadą klamer jest to, że wymagają one więcej materiału od śrub i że dają możliwość należytego ściągnięcia belek tylko w kierunku pionowym, w kierunku zaś poziomym nie mamy możliwości ściągnięcia belek w razie ich uschnięcia.

Mając moment gnący  $M$  i siłę poprzeczną  $Q$  przypadające na jedną belkę belki wielokrotnej możemy znaleźć wymiary belki z równania:

$$W = \frac{b h^2}{6} = \frac{M}{k_g}; \quad b h^2 = \frac{6 M}{k_g}; \quad \text{przyjmując } h = b \sqrt{2}$$

$$\text{otrzymamy } b^3 = \frac{3M}{k_g}; \quad b = \sqrt[3]{\frac{3M}{k_g}}; \quad b = \frac{d}{3} \sqrt[3]{3}.$$

Musimy jednakże zadość uczynić jeszcze warunkowi wytrzymałości na ścinanie  $k_t = \frac{3Q}{2bh}$ ,

gdzie  $k_g$  i  $k_t$  są to dopuszczalne naprężenia na zginanie i na ścinanie przy zginaniu.

Z równań:  $bh^2 = \frac{6M}{k_g}$  i  $k_t = \frac{3Q}{2bh}$ , czyli  $bh = \frac{3Q}{2k_t}$ , możemy otrzy-

mać, że  $h \frac{3Q}{2k_t} = \frac{6M}{k_g}$ , skąd  $h = \frac{4Mk_t}{Qk_g}$  i  $b = \frac{3Q^2k_g}{8Mk_t^2}$ , t. j. otrzy-

małyśmy przekrój belek, mając siłę poprzeczną  $Q$  i moment gnący  $M$ .

Tak np. mając belkę o rozpiętości 3,00 m obciążoną parowozem według normy  $D$ , otrzymamy największy moment gnący, gdy staną dwie osie według szkicu poniżej (fig. 349):

$$M = 717188 \text{ kgcm}, \quad Q_{\max} = 8500 + 4250 = 12750 \text{ kg},$$

$$h = \frac{4 \cdot 717188 \cdot 18}{12750 \cdot 100} = 40 \text{ cm}, \quad b = \frac{3 \cdot 12750^2 \cdot 100}{8 \cdot 717188 \cdot 18^2} = 27 \text{ cm},$$

$$W = \frac{27 \cdot 40^3}{6} = 7200 \text{ cm}^3, \quad \sigma_g = \frac{717188}{7200} = 99,6 \text{ kg/cm}^2, \quad \tau_t = \frac{12750 \times 1,5}{40 \times 27} = 17,7 \text{ kg/cm}^2.$$

W równaniu określającym naprężenie na ścinanie wchodzi pole przekroju belki. Im pole to jest większe, tym korzystniejszy jest przekrój pod względem wytrzymałości na ścinanie.

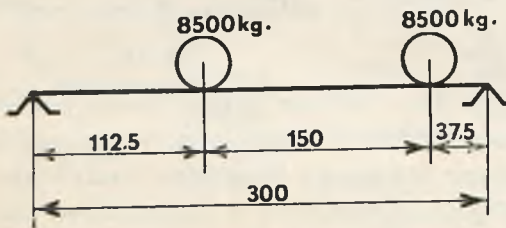


Fig. 349.

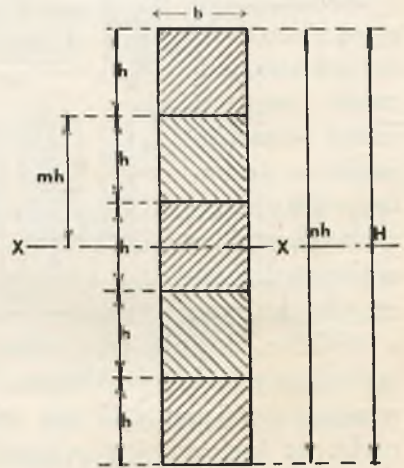


Fig. 350.

Wyciosując belkę z drzewa okrągłego, otrzymalibyśmy największy przekrój, gdy  $b=h$ , t. j. gdy przekrój jest kwadratowy.

### § 83. Belki złożone.

Jeżeli teraz założymy, że belka składa się z kilku belek położonych jedna na drugiej i tak połączonych między sobą, że jest zupełnie niemożliwe przesunięcie się jednej belki po drugiej, to wtedy wskaźnik wytrzymałości takiej belki złożonej o grubości  $b$  i wysokości  $nh$  (fig. 350)



będzie się równać  $W = \frac{bn^2h^2}{6}$ , gdy tymczasem wskaźnik wytrzymałości  $n$

takich belek, stanowiących jedną belkę wielokrotną, będzie  $W = \frac{bnh^2}{6}$

W pierwszym przypadku wskaźnik wytrzymałości jest  $n$  razy większy niż w drugim. Moment bezwładności tej belki złożonej będzie  $I_z = \frac{bn^3h^3}{12}$

belki zaś wielokrotnej jest  $I_w = \frac{bnh^3}{12}$ , t. j. moment bezwładności belki

złożonej z  $n$  belek jest  $n^2$  razy większy od momentu bezwładności belki wielokrotnej o tej samej liczbie belek pojedynczych. Moment statyczny przekroju części belki złożonej, położonej wyżej linii przeprowadzonej w odległo-

ści  $mh$  (fig. 350) od osi obojętnej, będzie  $S_{mh} = \frac{bh^2}{8}(n^2 - 4m^2)$ . Moment bez-

władności przekroju belki  $I_{nh} = \frac{bn^3h^3}{12}$  i stosunek  $\frac{S_{mh}}{I_{nh}} = \frac{3(n^2 - 4m^2)}{2n^3h}$ .

Przy  $m = 0$  otrzymamy  $\frac{S_{mb}}{I_{nb}} = \frac{3}{2} \frac{1}{nh} = 1,5 \frac{1}{H}$ , gdzie  $H$  jest całkowita wysokość belki złożonej równa  $nh$ .

W ogóle stosunek  $\frac{S}{I}$  możemy wyrazić wzorem ogólnym  $\frac{S_{mh}}{I_{nh}} = \alpha \frac{1}{H}$ .

Aby belki położone jedna na drugiej przy zginaniu nie mogły się przesuwawać jedna po drugiej, możemy pomiędzy belkami wstawić kliny poprzeczne, które nie dadzą możliwości przesuwania się belki po belce (fig. 351), lub też zazębic belki, lub wreszcie pomiędzy belkami wstawić

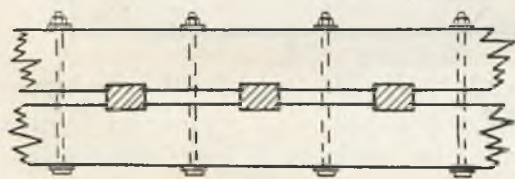


Fig. 351.

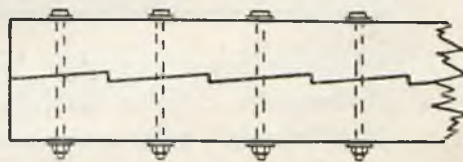


Fig. 352.

klocki i we wszystkich trzech przypadkach połączyć belki ze sobą śrubami.

O ileby kliny, zęby lub klocki nie dawały możliwości najmniejszego przesuwania się jednej belki po drugiej, moglibyśmy taką belkę złożoną rozpatrywać jako belkę jednolitą. Jednakże, jak pokazały doświadczenia, wykonanie belek sklinowanych lub zazębionych tak, aby nie miało miejsca najmniejsze przesunięcie jednej belki po drugiej, jest albo nader trudne, albo też zupełnie niewykonalne. Belki bądź to sklinowane, bądź to zazębione łamią się pod mniejszym obciążeniem, niż by to wypadało z ich wytrzymałości, obliczonej jako belek jednolitych.

Z doświadczeń, przeprowadzonych przez inż. Bocka w r. 1891, okazało



się, że belki sklinowane złożone z trzech belek łamały się przy obciążeniu, odpowiadającym naprężeniom przy zginaniu od  $141 \text{ kg/cm}^2$  do  $239 \text{ kg/cm}^2$ , gdy tymczasem belka jednolita łamała się przy naprężeniu  $440 \text{ kg/cm}^2$ . Naturalnie taka różnica naprężeń powstała wskutek tego, że początkowo belki przesuwają się jedna po drugiej, pracując jako belki oddzielne wielokrotne a następnie po otrzymaniu już pewnych naprężeń kliny zaczęły okazywać dostateczny opór przesuwaniu się i belki wystąpiły jako belki jednolite.

Dlatego też belkę złożoną, sklinowaną, sklockowaną, lub zazębianą nie możemy rozpatrywać jako belkę całkowicie jednolitą, lecz raczej jako coś pośredniego pomiędzy belką jednolitą a belką wielokrotną. Przeto w belkach tych musimy albo obniżyć nieco dopuszczalne naprężenie przy przyjmowaniu wskaźników wytrzymałości jako belek jednolitych, lub też obliczony wskaźnik wytrzymałości mnożyć przez współczynniki mniejsze od jedności, przy tym współczynniki te będą tym mniejsze, im z większej liczby belek będzie się składać belka złożona. Również współczynniki te nie są jednakowe dla belek sklinowanych i dla belek zazębionych. Współczynniki te na podstawie przeprowadzonych doświadczeń, o których była mowa wyżej, można przyjmować według tabeli:

Belki złożone	Sklinowane		Zazębione	
	Liczba belek pojedynczych	2	3	2
Współczynnik	0,70	0,50	0,80	0,60

Zmniejszenie wytrzymałości belki złożonej sklinowanej lub zazębionej w porównaniu z belką jednolitą tej samej grubości i wysokości wynika z niedokładności wykonania połączeń. Im wykonanie jest dokładniejsze tym bardziej oczywiście belka złożona pod względem swej wytrzymałości będzie się zbliżać do belki jednolitej.

Przeprowadzone w instytucie badań inżynierii próby nad belkami złożonymi tak, że wszelka niedokładność została usunięta, wykazały, że belki takie mają wytrzymałość nie mniejszą od belek jednolitych. Próbkę do belek tych były brane z jednego kłosa drzewa i z jednych części przekroju. Usunięcie niedokładności osiągnięto za pomocą zalania otworów zostawionych pomiędzy zazębieniami belek zaprawą cementową 1:1 z wkładkami stalowymi z siatki Ledóchowskiego (fig. 353). Oczywiście przy szczelnym zapełnieniu zaprawą cementową luzów pomiędzy zębami nie ma potrzeby dbać o to, by długości zębów lub luzy były jednakowe. Wszelkie niedokładności wyrównywa zaprawa.

Robiąc belki sklinowane kładziemy oddzielne belki jedna na drugą

z pewnym niewielkim odstępem, równym około  $\frac{1}{10} h$ , jeżeli  $h$  jest wysokość poszczególnych belek, z których składamy belkę złożoną.

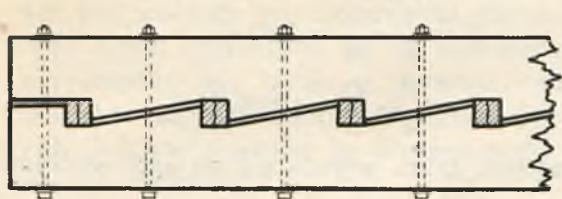


Fig. 353.

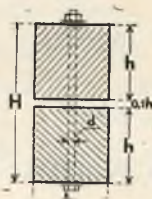


Fig. 354.

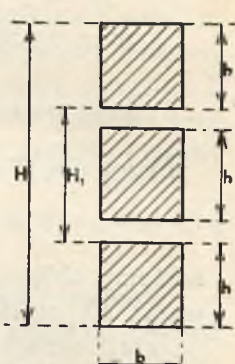


Fig. 354 a.

Moment bezwładności wtedy otrzymamy, uwzględniając osłabienie belek śrubami o średnicy  $d$ , przy dwóch i trzech belkach (fig. 354 i 354 a).

$$I = \frac{1}{12} (b - d) \left[ H^3 - \frac{h^3}{10^3} \right] = \frac{b H^3}{12} \left( 1 - \frac{d}{b} \right) \left[ 1 - \left( \frac{h}{10 H} \right)^3 \right],$$

$$I = \frac{1}{12} (b - d) [H^3 - H_1^3 + h^3] = \frac{b H^3}{12} \left( 1 - \frac{d}{b} \right) \left[ 1 - \left( \frac{H_1}{H} \right)^3 + \left( \frac{h}{H} \right)^3 \right].$$

Jeżeli przyjmiemy, że wysokość poszczególnych belek jest  $h$ , grubość ich jest  $b = 0,75 h$ , wysokość klinów  $h_1 = 0,3 h$ , odległość pomiędzy oddzielnymi belkami belki złożonej  $e = 0,1 h$  i wreszcie  $d = 0,1 b$ , to otrzymamy następujące wyrażenie momentu bezwładności i wskaźnika wytrzymałości belki złożonej z trzech belek:

$$I = \frac{0,75 H^4}{12 \times 3,2} (1 - 0,1) \left[ 1 - \left( \frac{1,4}{3,2} \right)^3 + \left( \frac{0,8}{3,2} \right)^3 \right] = 0,01638 H^4.$$

$$W = 0,0328 H^3.$$

Mając moment gnący  $M$  i dopuszczalne naprężenie  $k_g$ , otrzymamy wysokość belki  $H$  z zależności

$$k_g = \frac{M}{0,0328 H^3}, \text{ skąd } H = \sqrt[3]{\frac{M}{0,0328 k_g}}.$$

Moment wytrzymałości będzie według ogólnego wzoru

$$W = \frac{2 I}{H} = \frac{b H^2}{6} \left( 1 - \frac{d}{b} \right) \left[ 1 - \left( \frac{H_1}{H} \right)^3 + \left( \frac{H_2}{H} \right)^3 \right].$$

Siłę ścinającą  $T$  na jednostkę długości belki w odległości  $m h$  od osi obojętnej otrzymamy z równania:

$$T = \frac{Q \cdot S}{I} = \frac{3}{2} \frac{n^2 - 4 m^2}{n^2 H} Q,$$

gdzie  $n$  oznacza liczbę belek belki złożonej, zaś  $m$  liczbę belek od osi obojętnej do przekroju, w którym określamy siłę tnącą  $T$  (fig. 354 c),

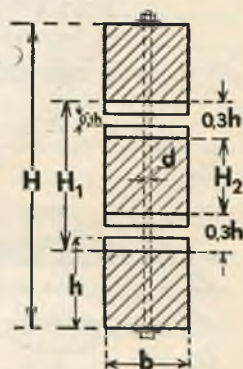


Fig. 354 b.

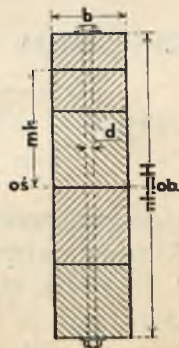


Fig. 354 c.



przy  $n = 2$  i  $m = 0$  otrzymamy  $T = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q}{H} = 1,5 \frac{Q}{H}$ .

przy  $n = 3$  i  $m = 1/2$  „  $T = \frac{4}{3} \cdot \frac{Q}{H} = 1,33 \frac{Q}{H}$ .

przy  $n = 4$  i  $m = 1$  „  $T = \frac{9}{8} \cdot \frac{Q}{H} = 1,125 \frac{Q}{H}$ .

Mając siłę  $T$  na jednostkę długości, która wyraża się na ogół wzorem:

$$T = \alpha \frac{Q}{H}$$

możemy obliczyć kliny, zęby lub klocki, które zabezpieczają od przesuwania się belek jednej po drugiej.

Jeżeli oznaczymy (fig. 355) przez  $c$  odległość pomiędzy klinami, przez  $2e$  grubość klina, przez  $\beta$  szerokość klina, przez  $\lambda$  długość klina, przez  $k_t$ ,  $k_c$  i  $k'_t$  odpowiednio dopuszczalne naprężenie na ścinanie, ściskanie i ścinanie drzewa belek i klinów równoległe do włókien, to zakładając, że siła poprzeczna na odległości pomiędzy dwoma klinami nie zmienia się, możemy napisać następujące równania:

$$(c - \beta) b k_t \geq T c = \alpha \frac{Q}{H} c, \quad e b k_c \geq \alpha \frac{Q}{H} c, \quad \beta \lambda k'_t \geq \alpha \frac{Q}{H} c.$$

Z tych równań otrzymamy odległość pomiędzy klinami  $c$

$$c \geq \frac{\beta b k_t}{b k_t - \alpha \frac{Q}{H}}, \quad c \leq \frac{e b k_c}{\alpha \frac{Q}{H}}, \quad \beta \geq \frac{\alpha Q c}{H \lambda k'_t} \dots \dots \dots (b)$$

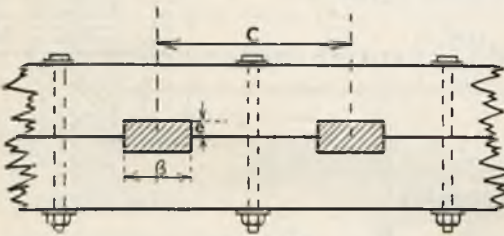


Fig. 355.

Uwzględniając tarcie pomiędzy belkami, wywołane naciągiem śrub i oznaczając przez  $m$  liczbę śrub, przypadających na jeden klin, przez  $d$  średnicę śruby, przez  $k_r$  dopuszczalne naprężenie na rozrywanie śrub i przez  $f$  współczynnik tarcia drzewa po drzewie, możemy wzory powyższe (b) napisać w ta-

kiej postaci:

$$c \geq \frac{\beta b k_t - m f \frac{\pi d^2}{4} k_r}{b k_t - \alpha \frac{Q}{H}}, \quad c \leq \frac{e b k_c + m f \frac{\pi d^2}{4} k_r}{\alpha \frac{Q}{H}}, \quad \beta \geq \frac{\alpha Q c - m f \frac{\pi d^2}{4} H}{H \lambda k'_t}.$$

Wyżej wskazane wzory dają nam dwie granice odległości pomiędzy klinami: najmniejszą i największą.

Pierwsza otrzymuje się ze względu na ścinanie belki pomiędzy klinami, druga zaś ze względu na docisk, t. j. na zgniatanie włókien we wcięciach.

Zwykle głębokością wcięcia  $e$  zadajemy się, przyjmując ją około  $1/10$  h. Co się tyczy siły tarcia, to takowa może być uwzględniona tyl-



ko w wyjątkowych przypadkach przede wszystkim wtedy, gdy dla belek złożonych używamy drzewa bezwzględnie suchego i kiedy dozór nad mostem jest odpowiedni tak, że śruby, które zwykle od wstrząśnień mostu rozluźniają się, są niezwłocznie dociągane. Również możemy przyjmować siłę tarcia w mostach czasowych, w znaczeniu egzystencji mostu w ciągu kilku lub kilkunastu dni, t. j. na taki okres, podczas którego jest się pewnym, że drzewo, o ile było mokre, nie uschnie i śruby się nie rozluźnią.

W innych przypadkach przy stosowaniu belek złożonych siły tarcia nie należy uwzględniać.

### § 81. Obliczenie śrub w belkach sklinowanych i sklockowanych.

Przy obciążeniu belki złożonej każdy klin lub klocek znajduje się pod działaniem pary sił, które starają się klin lub klocek obrócić w kierunku działania sił. Przypuszczamy, że siły te są zaczepione w połowie wcięcia klina w belkę (fig. 356).

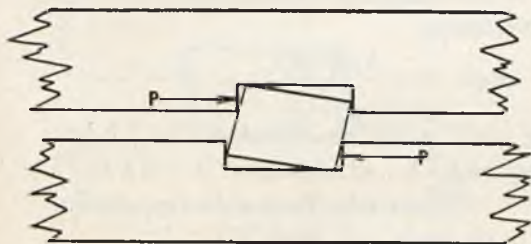


Fig. 356.

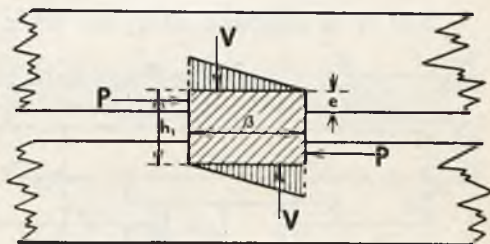


Fig. 357.

Otrzymamy wtedy moment pary sił  $M = P(h_1 - e)$ .

Jeżeli przy tym założymy, że kliny nie odstają od belek wskutek naciągu śrub, że zatem ciśnienie na kliny od naciągu śrub najmniejsze jest równe zero, to otrzymamy, że moment  $M$  pary musi być zrównoważony (fig. 357) przez parę sił  $V$  z ramieniem działania  $\frac{\beta}{3}$ , czyli przez moment

$$\frac{V\beta}{3} = P(h_1 - e), \text{ skąd otrzymamy } V = \frac{3P(h_1 - e)}{\beta}.$$

Siła  $P = k_c e b$ , gdzie  $b$  oznacza grubość belki.

$$\text{Zatem mamy } V = \frac{3eb(h_1 - e)k_c}{\beta}.$$

Mając siłę  $V$  i liczbę  $n$  śrub, przypadających na jeden klin, otrzymamy siłę  $S = \frac{V}{n}$  rozrywającą śrubę.

Przy dopuszczalnym naprężeniu  $k_r$ , na rozrywanie stali średnica śruby otrzyma się ze wzoru:

$$d = 2\sqrt{\frac{S}{\pi k_r}} = 2\sqrt{\frac{3eb(h_1 - e)k_c}{n\pi\beta k_r}}.$$

### § 82. Obliczenie klocek w belkach sklockowanych.

Przy połączeniach klocekowych obliczenie będzie takie same, jak przy belkach sklinowanych, przypuszczamy tylko tutaj, że przy wywracaniu

klocków od momentu pary sił klocek może odstawać od belki i że siły są zaczepione do skrajnych krawędzi klocków. Następnie, ponieważ światło pomiędzy belkami jest w danym przypadku dość znaczne, równające się zwykle  $0,4 h$ , przeto stosunek  $\frac{S}{I}$  — momentu statycznego do momentu bezwładności będzie nieco inny niż w belkach sklinowanych.

$$\text{Przy dwóch belkach mamy: } \frac{S}{I} = \frac{0,1215 b H^2}{0,08295 b H^3} = 1,465 \frac{1}{H},$$

$$\text{przy trzech " " " } \frac{S}{I} = \frac{0,09694 b H^2}{0,07599 b H^3} = 1,276 \frac{1}{H}.$$

Zatem siła tnąca na jednostkę długości będzie odpowiednio:

$$T = 1,465 \frac{Q}{H}, \quad T = 1,276 \frac{Q}{H}.$$

Przy tych założeniach otrzymamy równania (fig. 358).

$$e b k_c \geq c T, \quad (c - \beta) b k_l \geq c T.$$

Siła  $V$  w śrubach otrzyma się z równania:

$$V \beta = P h = b e k_c h, \quad \text{skąd } V = \frac{b e k_c h}{\beta},$$

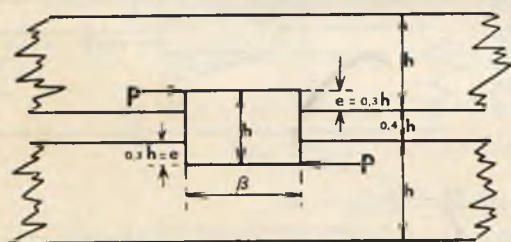


Fig. 358.

lub mając na uwadze, że  $\beta b k_l = b e k_c$ , otrzymamy  $V = b h k_l$ .

Mając siłę  $V$ , znajdziemy średnicę śrub, jak przy klinach.

Kliny w belkach sklinowanych robimy zwykle dębowe. Długość ich powinna być około 10 cm większa od grubości belek, aby końce klinów wystawały, co jest niezbędne do podbicia klinów, celem lepszego docisku. W tym również celu dajemy kliny podwójne, jak to widzimy na fig. 359.



Fig. 359.

Ponieważ przy drganiu mostów i wskutek usychania drzewa kliny się rozluźniają i mają czasem dążność do wypadania, przeto dobrze jest do ich utrzymania wbijać gwóźdź pochyło w belkę i klin (fig. 360).

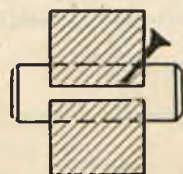


Fig. 360.

By zwiększyć wytrzymałość klinów na ściskanie w kierunku prostopadłym do włókien drzewa, można stosować wkładki z żelaza

ciężkiego grubości 2 mm — 3 mm według fig. 361.

Kliny dajemy zwykle poziomo. Zamiast zwiększać grubość klinów i ich



wcięcia w miejscach belek, gdzie siła poprzeczna zwiększa się i gdzie wypadnie nie tylko zmniejszać odległość pomiędzy klinami ze względu na ciśnienie, lecz także zwiększać głębokość wcięcia klina  $e$ , dajemy czasem kliny pochyłe. Pochylenie to zmniejszamy do poziomego, w miarę zbliżania się przekrojów ku środkowi belki, gdzie siła poprzeczna  $Q$  zmniejsza się lub może być tak dodatnią jak też i ujemną.

Stosowanie klinów pochyłych wymaga roboty dokładnej.

Śruby, którymi ściągamy belki złożone, stawiamy zwykle pomiędzy klinami. Przepuszczanie śrub przez kliny nie jest wskazane, gdyż nie daje to możliwości podbijania klinów w razie ich rozluźnienia.

Przy pozostawieniu luzu pomiędzy belkami, tworzącymi belkę złożoną, dobrze jest w miejscach przepuszczania śrub dawać pomiędzy belkami przekładki (fig. 362), aby przy naciągu śrub belki nie ugięły się, gdyż

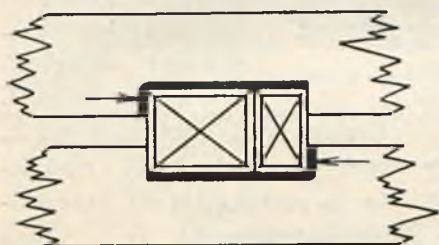


Fig. 361.

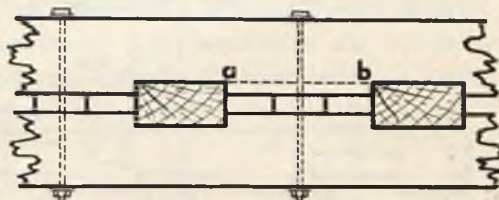


Fig. 362.

ugięcie belek może spowodować czasem odłupanie się warstwy belki pomiędzy klinami na grubość wcięcia po linii  $a-b$  (fig. 362). Przekładki te mają jeszcze tę zaletę, że przy nacisku na nie belek zwiększają tarcie pomiędzy belkami. Stawianie takich przekładek bezpośrednio przy klinie zwiększa nadto stateczność klinów.

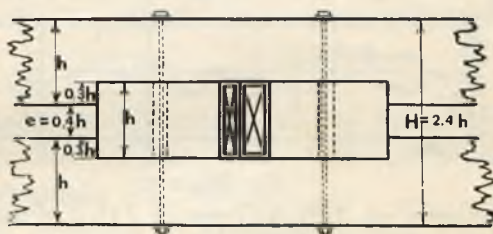


Fig. 363.

Przy połączeniach klockowych odległość pomiędzy belkami dajemy znacznie większą, niż w belkach sklinowanych, mianowicie  $e = 0,4h$ , gdzie  $h$  jest wysokość pojedynczej belki. Długość klocków wynosi od 0,50 m do 1,00 m,

Wobec tego, że przy usychaniu drzewa pomiędzy klockiem a wcięciem belki może się wytworzyć szczelina, a przez to zwiększyć ugięcie całej belki, niezbędne jest stosowanie klinów, którymi można byłoby usuwać nieszczelne przyleganie klocków do czola wcięć belek. W tym celu można stosować klocki podwójne i pomiędzy te klocki zakładać kliny (fig. 363). Ponieważ śruby przepuszczamy przez klocki, przeto otwory w klockach powinny być podłużne, aby klocek, przesuwał się pod naciskiem klina, nie naciskał na śrubę i nie giął jej.



### § 83. Wyznaczenie odległości pomiędzy klinami.

Jak zaznaczyliśmy odległość pomiędzy klinami belki złożonej zależy od siły poprzecznej, która w belce zmienia się od przekroju do przekroju. Największa siła poprzeczna dla belki zwykłej wolno podpartej na dwóch podporach jest na podporze i najmniejsza pośrodku rozpiętości belki. Mając siłę poprzeczną na podporze i pośrodku belki, możemy dla siły  $Q_{max}$  na podporze i dla siły  $Q_0$  pośrodku określić odległość pomiędzy klinami  $c$  i  $c_0$  i zakładając dalej, że zmiana tych odległości dla przekrojów pośrednich przy wykresie mało odbiega od prostej, przyjmując zmianę tę według linii prostej i wtedy możemy graficznie (fig. 364) wy-

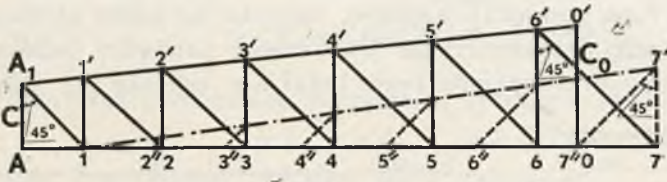


Fig. 364.

znaczyć miejsca klinów w belce.

Odkładamy odległość  $c$  na pionowej linii nad podporą  $A$ , również odległość  $c_0$  w środku belki  $N$ .

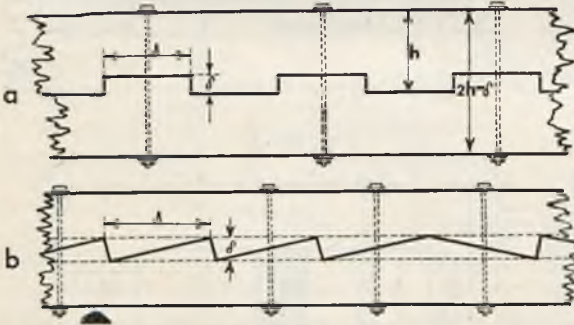


Fig. 365 a b.

Końce tych odcinków  $c$  i  $c_0$  łączymy prostą  $A_1 O_1$  i z punktu  $A_1$  pod kątem  $45^\circ$  przeprowadzamy prostą  $A_1 1$ , która z osią belki  $A O$  przecina się w punkcie 1; z punktu 1 prowadzimy linię pionową  $1-1'$  do przecięcia z  $A_1 O_1$  w punkcie  $1'$ , następnie z punktu  $1'$  prowadzimy linię  $1'2$  pod kątem  $45^\circ$  do pionu i otrzymujemy na linii  $A O$  punkt 2 i t. d. Punkty 1, 2, 3 i t. d. będą osiami klinów.

Jeżeli ostatni klin 7 wypadnie poza środkiem 0, wtedy w punkcie 7 odkładamy odcinek równy  $07$  na pionowej  $77'$ . Punkt  $7'$  tego odcinka łączymy linią prostą z punktem 1, a następnie z punktów przecięcia się linii  $17'$  z liniami  $22'$ ,  $33'$ , .....  $66'$  przeprowadzamy pod kątem  $45^\circ$  linie w odwrotnym kierunku, otrzymujemy przecięcie tych linii z osią belki w punktach  $2''$ ,  $3''$ ,  $4''$ , ...,  $6''$ , które dadzą nam ostateczne położenie klinów przy klinie 7 w punkcie 0 pośrodku belki. Zamiast dzielić belkę na dwie części moglibyśmy podzielić ją na kilka odcinków i na początku i końcu każdego z tych odcinków odłożyć na prostopadłych wielkości  $C$  i, łącząc końce odcinków, wyrażających wielkości  $C$ , otrzymalibyśmy linię łamaną, na której, postępując jak z linią  $A O$ , moglibyśmy znaleźć osie klinów w danej belce.

### § 84. Belki zazębione.

Zęby belek zazębionych dajemy proste lub pochyłe (fig. 365 a, b). Trzeba zwracać uwagę, jak jest skierowana siła tnąca, aby nadać zębom

prawidłowy kierunek, by się mogły one sprzeciwić tym siłom tnącym, a zatem przesunięciu się jednej belki po drugiej.

Zwykle przyjmujemy wysokość zęba  $\delta$  w granicach od  $0,08 h$  do  $0,2 h$ , jeżeli  $h$  jest wysokością oddzielnych belek, i w zależności od wytrzymałości zęba na docisk nadajemy mu taką długość, aby był dostatecznie wytrzymały na ścinanie  $t$ , j. aby  $\delta b k_c = \lambda b k_t$  czyli długość  $\lambda \geq \frac{\delta k_c}{k_t}$ .

Zadając się wysokością zęba  $\delta$  możemy długość jego  $\lambda$  obliczyć z założenia, że wytrzymałość jego na docisk powinna być większa lub conajmniej równa sile tnącej na długości zęba, t. j. zadość czynić równaniu:

$$\lambda \alpha \frac{Q}{H} \leq \delta b k_c \quad \text{czyli} \quad \lambda \geq \frac{\delta b k_c}{\alpha \frac{Q}{H}}$$

Aby zwiększyć wytrzymałość zębów na zginięcie, można pomiędzy czoła zębów zakładać kliny dębowe lub przekładki żelazne. Kliny dębowe mają tę zaletę, że w razie usychania drzewa i wytwarzania się szczelin pomiędzy zębami, możemy podtrzymywać szczelność pomiędzy klinami i zębami podbijając odpowiednie kliny (fig. 366).

Lepiej jednak w belkach zazębionych zamiast klinów, luzy za-

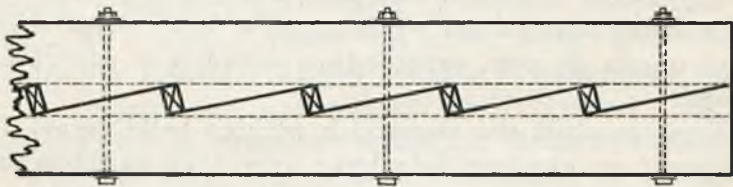


Fig. 366.

pełniać zaprawą cementową z wkładkami stalowymi z blachy Ledóchowskiego jak to było mówione wyżej. Otrzymujemy wtedy belki zazębione zaproponowane przez inż. Rechniewskiego (fig. 353).

Łączymy belki zazębione śrubami średnicy od 20 mm do 25 mm, a przy dużych belkach i 30 mm, przy tym dajemy jedną śrubę na jeden lub dwa zęby (fig. 366).

### § 85. Wyginanie belek do góry.

Jak wspomnieliśmy wyżej belki złożone nie zupełnie pracują jako belki jednolite. W pierwszej fazie pracują jako belki wielokrotne i dopiero następnie jako belki jednolite, wskutek tego ugięcie ich jest większe, niż dają belki jednolite tej samej rozpiętości i momentu bezwładności. By zmniejszyć to ugięcie dla oka, by belki te nie miały stałego ugięcia, wyginamy je do góry przed sklinowaniem, zazębieniem lub sklockowaniem.

Przy wycinaniu zębów w oddzielnych belkach, z których mamy składać belkę zazębioną lub sklockowaną musimy je wyciosywać tak, by kliny, klocki lub zęby szczelnie przylegały do siebie przy pewnym wygięciu belki do góry. Wygięcie do góry powinno być takie, aby przy nim



naprężenie w belce nie otrzymało się większe od dopuszczalnego  $k_g$  na zginanie. Jeżeli przeto będziemy mieli belkę o rozpiętości  $l$  i momencie bezwładności belki składowej  $I$  przy jej wysokości  $h$ , to, przyjmując belkę jako swobodnie podpartą na dwóch podporach, otrzymamy strzałkę ugięcia

$$f = \frac{Pl^3}{48EI} = \frac{Pl}{8I} \cdot \frac{l^2}{6E} = \frac{Plh}{4.2I} \cdot \frac{l^2}{6hE}$$

Lecz  $\frac{Plh}{4.2I} = k_g$ , zatem  $f = \frac{k_g}{h} \cdot \frac{l^2}{6E}$ .

Wyginanie belek do góry przy wycinaniu zębów lub klinów ma tę dobrą stronę, że każda poszczególna belka otrzymuje po złożeniu ich w jedną całość dobre rozłożenie naprężeń.

Przy wygięciu belki do góry górne włókna belki górnej są rozciągane, w belce zaś złożonej przy obciążeniu są ściskane i dolne włókna dolnej belki odwrotnie od wygięcia są ściskane, w belce zaś złożonej są rozciągane. Co się tyczy dolnych włókien górnej belki i górnych włókien dolnej belki, to pierwsze od wygięcia do góry są ściskane, zaś w belce złożonej jako leżące na osi obojętnej, otrzymują naprężenie zerowe, następnie ściskanie to w belce jako całości wzrasta, zaś w belce pojedynczej od ugięcia do góry ubywa do zera, przechodząc następnie w naprężenie znaku odwrotnego.

Tym sposobem dla wszystkich włókien belki górnej i dolnej możemy otrzymać mniej więcej jednakowe naprężenia na całym przekroju (fig. 367).

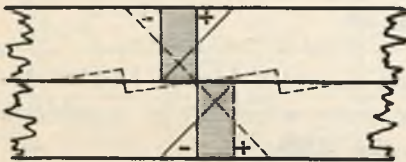


Fig. 367.

Siła tnąca, jak wiadomo, wzrasta ku podporom, przeto długość zębów ku podporom przy ich jednakowej wysokości powinna się zmniejszać, jednak w belkach niewielkiej rozpiętości dajemy zwykle zęby jednakowej długości i jednakowej wysokości.

W belkach większych rozpiętości dogodniej dawać różną długość zębów, pozostawiając wysokość ich jednakową. Przy zachowaniu jednakowej długości zębów o zmiennej wysokości otrzymalibyśmy znaczną stratę materiału, gdyż musielibyśmy wycinać belki według najwyższych zębów.

### § 86. Porównanie belek złożonych: sklinowanych, zazębionych i sklockowanych.

Jak już wyżej było powiedziane, belki zazębione wymagają daleko ściślejszego wykonania, niż belki sklinowane, przeto wykonanie ich jest droższe. Niedokładność w wykonaniu zębów może dać w wyniku, że nie wszystkie zęby będą przylegać szczelnie jeden do drugiego, zatem obniży to wytrzymałość belki. W belkach sklinowanych niedokładność ta może być usunięta przez odpowiednie podbicie klinów. Przy usychaniu drzewa



w belkach zazębionych, jeżeli nie mają one klinów dębowych, osiągnięcie docisku zębów jest niemożliwe bez obniżania wytrzymałości belki, w belkach zaś sklinowanych możemy, podbijając kliny, paraliżować zły wpływ usychania drzewa.

W belkach zazębionych szczelina podłużna pomiędzy belkami, która otrzymuje się przy niezupełnie szczelnym przyleganiu belek, jest szkodliwa, gdyż wilgoć w tej szczelinie powoduje gnicie belki, w belkach zaś sklinowanych możemy tę szczelinę pozostawić takiej wielkości, że otrzymuje się dobre przewietrzanie belek i chronienie ich przeto od zagnicia, nie mówiąc już o tym, że szczelina ta daje większą wysokość belki złożonej, a zatem i większy moment wytrzymałości.

Robiąc belki złożone z belek jednakowych wymiarów, wytrzymałość belek sklinowych otrzymamy większą, niż belek zazębionych, gdyż w tych ostatnich całkowita wysokość belek  $H$  zmniejsza się. Przy dwóch belkach zazębionych o wysokości  $h$  każda, otrzymujemy całkowitą wysokość  $H = 2h - \delta$ , przy trzech belkach  $H = 3h - 2\delta$ . i t. d.; przy sklinowanych zaś belkach całkowita wysokość może nawet być większa, niż suma wysokości belek, tworzących belkę złożoną, mianowicie  $H = 2,1h$ ;  $H = 3,2h$  i t. d.

Lecz przy pewnych zaletach w porównaniu z belkami zazębionymi belki sklinowane mają też i wady. Przede wszystkim belki sklinowane wymagają dobrego dozoru, dobijania klinów, gdyż z czasem kliny rozluźniają się, przez co zmniejsza się wytrzymałość belki złożonej. Kliny, będąc ściskane prostopadle do włókien, wymagają drzewa twardego, któreby miało na ściskanie taką wytrzymałość prostopadle do włókien, jak belki na ściskanie równoległe do włókien.

Porównywając belki sklinowane z klockowymi, musimy zauważyć, że belki klockowe mają większą wysokość od belek sklinowanych przy jednakowej liczbie i jednakowych wymiarach belek tworzących. W belkach sklinowanych musimy mieć drzewo różnorodne (kliny i belki), w belkach zaś klockowych drzewo jednego gatunku (drzewo belek).

Przy klockach pojedynczych wykonanie musi być bardzo dokładne, aby belka złożona klockowa pracowała jako belka złożona, Po uschnięciu drzewa może nastąpić pewne rozluźnienie klocków i zmniejszenie się wytrzymałości belki. Podwójne klocki z klinami zapobiegają temu rozluźnieniu, gdyż przez podbicie klinów można naciąg belki przywrócić. Klocki z klinami komplikują robotę, czynią ją droższą i wymagają nadto różnorodnego materiału na kliny.

Inżynier Rechniewski proponuje i w belkach klockowych zamiast stosować kliny dawać pewne luzy pomiędzy klockami i wcięciami belek i luzy te o wymiarach wynikających z obliczeń zalewać zaprawą cementową z wkładkami stalowymi, według fig. 368.

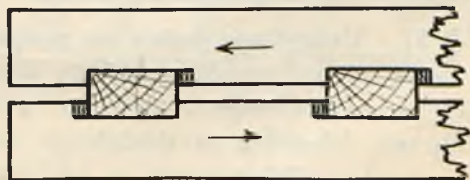


Fig. 368.

Można zamiast klocków prostych dać klocki zazębione według fig. 369 z zapelnieniem luzów pomiędzy zębami zaprawą cementową i wkładkami stalowymi.

W pierwszym przypadku wykonanie jest prostsze, w drugim zaś łatwiej osiągnąć w belce złożonej naprężenia w granicach dopuszczalnych przy jednakowych rozpiętościach i obciążeniach.

Mosty klockowe z klockami pojedynczymi nadają się do mostów czasowych w szczególności do mostów podczas działań wojennych.

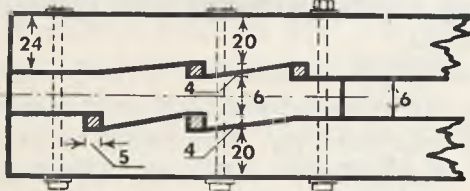


Fig. 369.

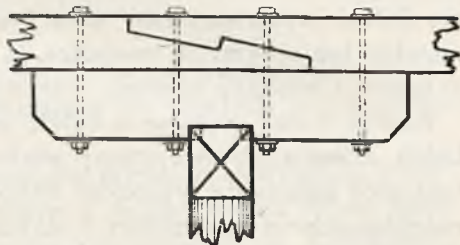


Fig. 370.

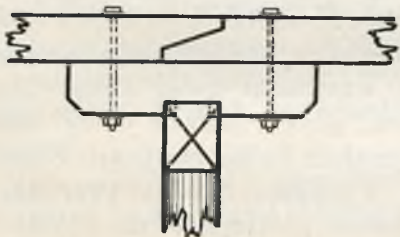


Fig. 370 a.

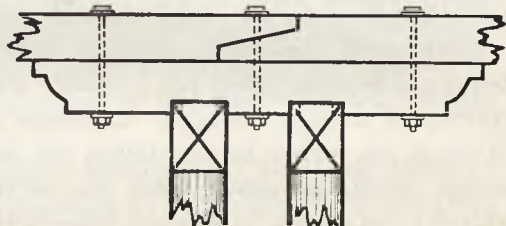


Fig. 371.

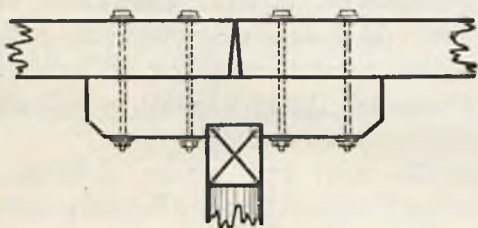


Fig. 372.

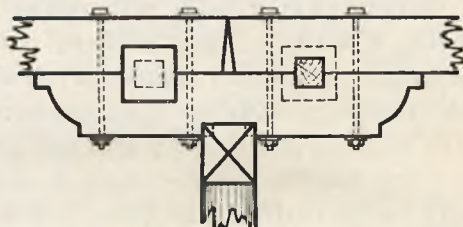


Fig. 373.

### § 87. Ustawianie belek na podporach za pomocą siodełek.

Belki na podporach układamy przeważnie nie bezpośrednio na oczepy, lecz na krótkie beleczki-siodełka, które odpowiednio łączymy z oczepem podpory. Ułożenie na siodełkach może być wykonane według jednego ze sposobów pokazanych na fig. 370 — 379.

Według tych figur mamy cztery zasadnicze sposoby połączenia belek z siodełkami.

1) Na fig. 370, 370 a, 371, 372 belki nad podporą są rozcięte i połączone z siodełkami tylko za pomocą śrub.

2) Na fig. 373, 374, 375, 376 belki rozcięte nad podporami, połączone są z siodełkami za pomocą klinów lub zębów i są ześrubowane.



3) Na fig. 377 belka nad siodełkiem nie jest rozcięta i jest połączona z nim tylko śrubami; belka z siodełkiem tworzy belkę wielokrotną.

4) Na fig. 378 i 379 belka nierozcięta nad podporą połączona jest z siodełkiem śrubami i sklinowana lub zazębiona z siodełkami; belka z siodełkiem tworzy belkę złożoną.

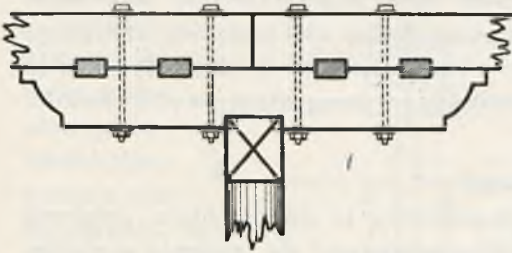


Fig. 374.

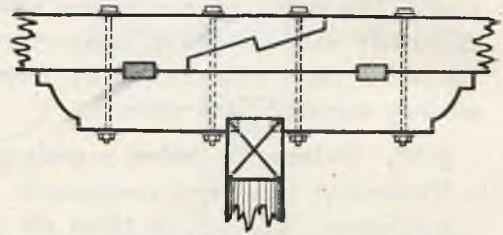


Fig. 375.

Odpowiednio do czterech sposobów połączeń belek z siodełkami będziemy mieć i cztery różne sposoby obliczenia takich belek, trzymając się zasady, że obliczenie powinno odpowiadać konstrukcji.

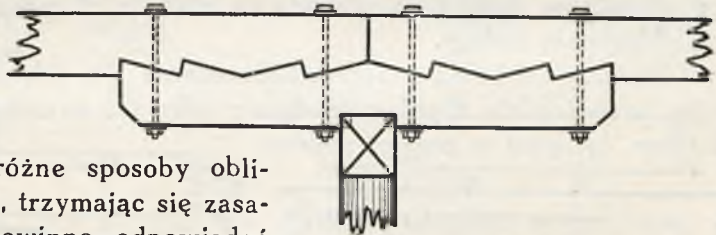


Fig. 376.

Jeżeli belka nie jest rozcięta nad daną podporą, jak to ma miejsce np. na fig. 377 wtedy belki takie możemy rozpatrywać jako belki ciągle, przy tym moment gnący na podporze oddaje się częściowo na belkę, częściowo na siodełko, proporcjonalnie do momentów bezwładności belki i siodełka.

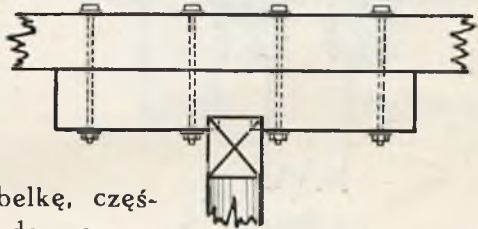


Fig. 377.

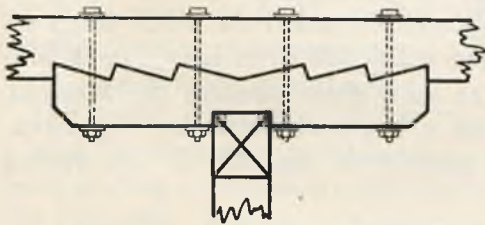


Fig. 378.

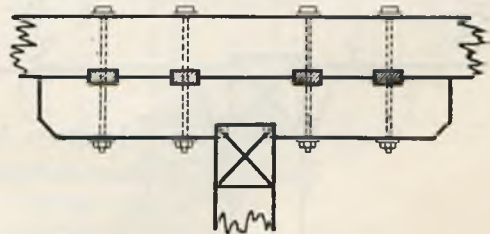


Fig. 379.

Przy połączeniu belki z siodełkiem według fig. 378, 379, gdy belka nad podporą nie jest rozcięta i jest połączona z siodełkiem nie tylko śrubami, lecz także klinami lub zębami, to przy odpowiedniej wytrzymałości klinów i zębów, możemy belkę nad podporą rozpatrywać jako belkę złożoną, składającą się z siodełka i belki.



Jeżeli belka na podporze ponad siodełkiem jest rozcięta i połączona z siodełkiem tylko śrubami, według fig. 370 a, 371, 372, wtedy belkę taką możemy uważać tylko jako belkę rozciętą i wspartą na siodełku.

Wreszcie belki rozcięte nad podporami i połączone z siodełkami klinami lub zębami oraz śrubami (fig. 374, 375, 376) można uważać jako belki ciągłe. Dla belek tych siodełko, zastępując belkę nad podporą, przyjmuje całkowity moment gnący podporowy. Oczywiście w tych przypadkach tak zęby, jak i kliny powinny odpowiadać wymaganiom wytrzymałości według odpowiednich obliczeń.

### § 88. Połączenie belek z podporami.

Ustawiając belki nad podporami, powinniśmy je odpowiednio połączyć z podporami tak, aby nie tylko nie mogły przesuwac się znacznie w planie, lecz też nie mogły podnieść się w razie, gdyby reakcje podpór ujemne od obciążenia ruchomego okazały się większe od reakcji podpór dodatnich od obciążenia stałego.

Zamocowanie belek przeciw podnoszeniu się ich do góry może być albo bezpośrednio z palami podpory, albo też za pośrednictwem kaptura. Kaptur łączymy z palami podpo-

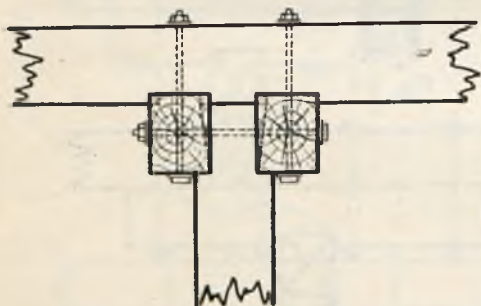


Fig. 380 a.

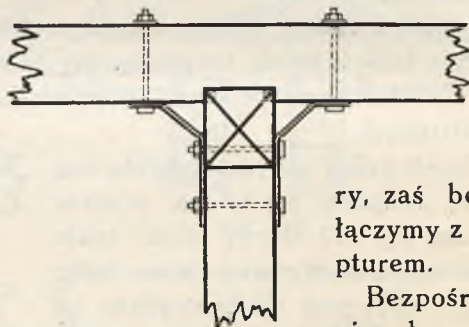


Fig. 380 b.

ry, zaś belki łączymy z kapturem.

Bezpośrednie połączenie belki z podporą

może być wykonane za pomocą klamer w postaci kątowników, zamocowanych do pali i do belki, jak to widać z fig. 380 b, c, lub przy kapturze w kształcie kleszczy podwójnych.

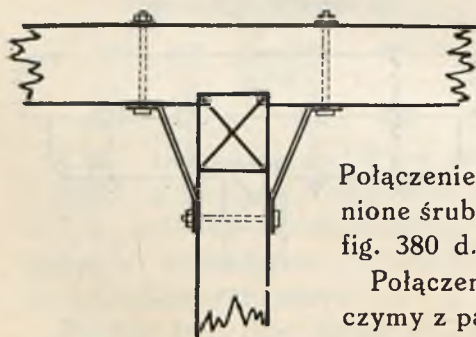


Fig. 380 c.

Połączenie belek z kapturem może być uskutecznione śrubami pionowymi (fig. 380 a), lub według fig. 380 d.

Połączenie pośrednie robimy tak, że ocep łączymy z palami klamrami w postaci strzemion i belki łączymy z ocepem, jak to jest pokazane na fig. 381 a i b.

Jeżeli belki są wielokrotnie położone jedna na drugiej, lub też złożone, wtedy możemy połączyć je z ocepem kleszczami pionowymi, które jednocześnie nadają pewną stateczność belkom i mogą służyć do przy mocowania do nich tężników pionowych (fig. 382).

### § 89. Obliczenie długości siodełek przy belkach podłużnych rozciętych nad podporami i wspartych na siodełkach.

Wspierając belkę na siodełku, grubość siodełka  $b$  przeważnie przyjmujemy taką samą jak i belki. Wysokość siodełka zależy od połowy jego długości i od rozpiętości belki, spoczywającej na siodełku (fig. 383).

Jeżeli obciążymy jedno przęsło, zaś sąsiednie dwa przęsła nie obciążymy, to siodełko nie będąc zrównoważone, odchyli się w stronę przęsła obciążonego, punkt pod-

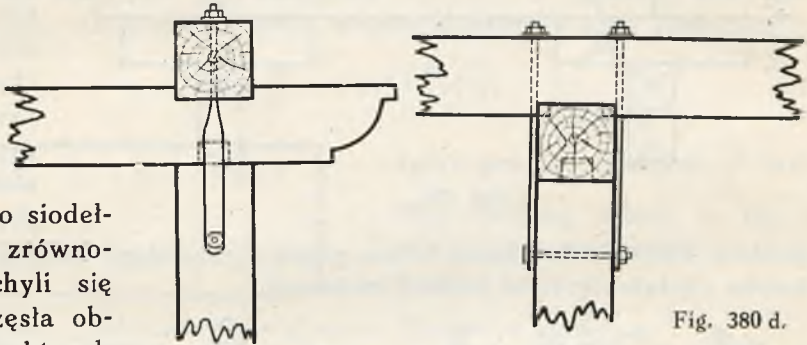


Fig. 380 d.

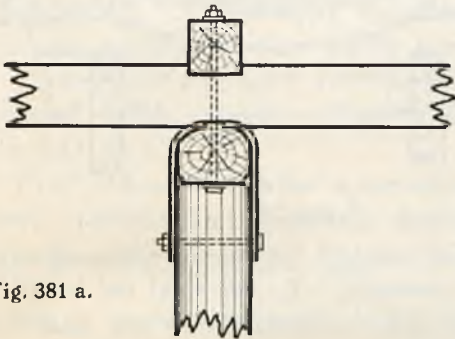


Fig. 381 a.

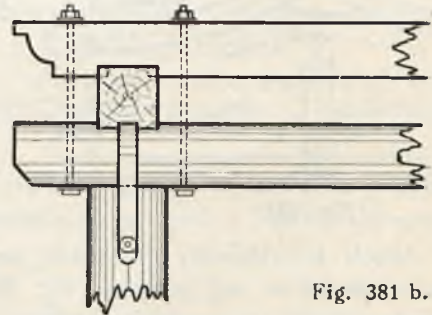


Fig. 381 b.

parcia belki obciążonej przesunie się ku podporze, póki nie nastąpi równowaga t. j.  $Da = D_1 a_1$ , gdzie przez  $D$  i  $D_1$  oznaczyliśmy ciśnienia na siodełko od belki przęsła nieobciążonego ciężarem ruchomym i od przęsła obciążonego.

Tak belka obciążona, jak też i siodełko ugną się. Otrzymamy dwie krzywe zwrócone wypukłościami do siebie (fig. 384). Punkty zetknięcia się belki ugiętej z siodełkiem będą leżały na odległości  $l_1 < l$ .

Przy takim obciążeniu przęsła, pożyteczna długość siodełka będzie tylko w granicach  $a + a_1$  dalsze końce będą się tylko zwisały i będą niepożyteczne.

Pożyteczna długość siodełka będzie tylko ta, w której końcach styczna

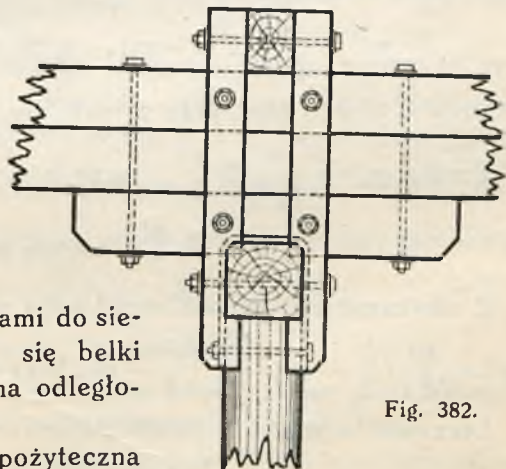


Fig. 382.



do osi odkształconej siodełka będzie mniej lub tak samo pochylona do poziomu, jak belka w tej samej odległości od podpory t. j. gdy  $\text{tg } \alpha_1 \leq \text{tg } \alpha$ .

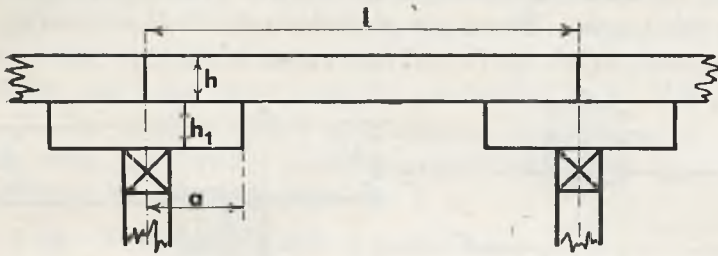


Fig. 383.

Największa praca siodełka będzie wtedy, gdy oba przęsła sąsiednie będą obciążone. Oznaczmy (fig. 385) przez  $a$  długość siodełka od środka podpory do

punktu dotyku siodełka z belką, przez  $l$  rozpiętość belki i przez  $g$  całkowite obciążenie belki (stałe i ruchome).

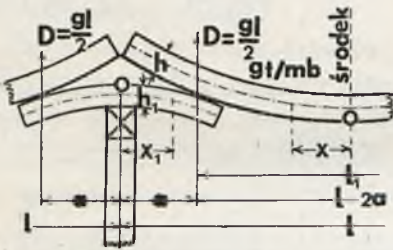


Fig. 384.

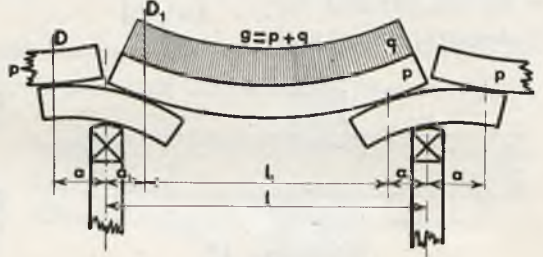


Fig. 385.

Jeżeli przyjmiemy początek osi współrzędnych równania odkształconej osi siodełka na osi podpory fig. 384, a równania odkształconej osi belki — środek belki, to możemy napisać równanie odkształconej osi siodełka przy jego sztywności  $E_1 I_1$

$$y_1'' = \frac{1}{E_1 I_1} D(a - x_1), \quad \text{czyli } y_1' = \frac{1}{E_1 I_1} D \left( ax_1 - \frac{x_1^2}{2} \right) + C.$$

Lecz  $C = 0$ , gdyż przy  $x_1 = 0$ ,  $y_1' = 0$ .

Przeto:  $y_1' = \frac{1}{E_1 I_1} D \frac{a^2}{2}$  przy  $x_1 = a$ . Mając zaś na uwadze, że

$$D = \frac{gl}{2}, \quad \text{zatem } y_1' = \frac{gl a^2}{4 E_1 I_1}.$$

Z równania osi odkształconej belki przy jej sztywności  $E I$  będzie:

$$y'' = \frac{gl}{2EI} \left( \frac{l_1}{2} - x \right) - \frac{g}{2} \left( \frac{l}{2} - x \right)^2. \quad \text{Przy } x = \frac{l_1}{2}, \quad y' = gl_1 \frac{(6ll_1 - 3l^2 - l_1^2)}{48EI}.$$

Lecz jak to widać z rysunku  $l_1 = l - 2a$ , możemy zatem napisać

$$y' = \frac{g(l-2a)}{24EI} (l^2 - 4la - 2a^2)$$

Ponieważ  $y_1' \leq y'$  przeto mamy  $\frac{gl a^2}{4 E_1 I_1} \leq \frac{g(l-2a)(l^2 - 4la - 2a^2)}{24 EI}$



Zakładając, że siodełko i belka są zrobione z jednego materiału, mamy  $E = E_1$  przeto  $6 I l a^2 \leq I_1 (l - 2 a) (l^2 - 4 l a - 2 a^2)$ .

Lecz  $I_1 = \frac{b h_1^3}{12}$ ,  $I = \frac{b h^3}{12}$ , zatem  $6 l h^3 a^2 \leq h_1^3 (l - 2 a) (l^2 - 4 l a - 2 a^2)$  (m)

Otrzymaliśmy zależność (m) pomiędzy  $l$ ,  $h$ ,  $h_1$  i  $a$ . Jest to równanie trzeciego stopnia względem  $a$ , które w przybliżeniu ma takie rozwiązanie:

$$a \leq \left[ 0,245 \frac{h_1}{h} - 0,075 \left( \frac{h_1}{h} \right)^2 \right] l.$$

$\frac{h_1}{h}$	1,3	1,0	0,7
$\frac{a}{l}$	0,19	0,17	0,14

Jeżeli przyjąć stosunek  $\frac{h_1}{h}$  według bocznej tabeli, to dla  $a$  otrzymamy odpowiednie wielkości.

Tym sposobem znaleźliśmy pożyteczną długość  $a$  siodełka.

Wysokość siodełka dajemy taką samą, jak wysokość belki, lecz nie większą niż 1,3  $h$ . Gdyby wypadło stosować siodełko znacznie wyższe, niż jest wysokość belki, wtedy stosujemy siodełko podwójne.

Przeważnie wysokość siodełka dajemy równą lub nieco większą od wysokości belek, przeto całkowitą długość siodełka dajemy w granicach od 0,3  $l$  do 0,4  $l$ .

Przy długości siodełka  $a$  największy moment gnący w siodełku będzie przy największym obciążeniu dwóch sąsiednich przęseł, i będzie się równać  $M = D a = \frac{g l a}{2}$  (fig. 384).

Jeżeli przekrój siodełka będzie  $b_1 h_1$ , to przy dopuszczalnym naprężeniu na zginanie  $k_g$  mamy  $k_g = \frac{3 g l a}{b_1 h_1^2}$ , zatem  $h_1 = \sqrt{\frac{3 g l a}{b_1 k_g}}$ .

Przyjmując przeto grubość siodełka  $b_1$ , otrzymamy jego wysokość  $h_1$ .

Gdybyśmy zastosowali siodełko podwójne połączone tylko śrubami, i jeżeli wysokości tych siodełek byłyby różne  $h_1$  i  $h_2$ , to moment gnący  $M = \frac{g l a}{2}$  rozłożyłby się na każde siodełko proporcjonalnie do ich wysokości podniesionych do trzeciej potęgi, czyli otrzymalibyśmy momenty działające na części siodełka:  $M_1 = \frac{M h_1^3}{h_1^3 + h_2^3}$ ,  $M_2 = \frac{M h_2^3}{h_1^3 + h_2^3}$

### § 90. Obliczenie belek, podpartych na siodełkach.

Obciążamy przęsło środkowe, pozostawiając nieobciążone przęsła boczne sąsiednie. Będzie to przypadek najniekorzystniejszy dla belki.

Oznaczamy przez  $p$  jednostkowe obciążenie stałe belki,  $q$  — jednostkowe obciążenie ruchome i  $p + q = g$  — obciążenie całkowite.

Wówczas reakcje  $D$  i  $D_1$  (fig. 385) będą:  $D = \frac{p l}{2}$ ,  $D_1 = \frac{g l}{2}$ .

Ze względu na symetrię obciążenia największy moment gnący będzie panował w przekroju środkowym przęsła środkowego i będzie miał wartość

$$M = \frac{D_1 l_1}{2} - \frac{g l^2}{8} = \frac{g l_1 l}{4} - \frac{g l^2}{8}.$$

Z równowagi siodełka wynika, że  $D a = D_1 a_1$ .

Po podstawieniu wartości  $D$  i  $D_1$  mamy  $\frac{p l a}{2} = \frac{g l a_1}{2}$ , skąd  $a_1 = \frac{p a}{g}$ .

Lecz  $l_1 = l - 2 a_1 = l - \frac{2 p a}{g}$ .

Wstawivszy tę wartość  $l_1$  w wyrażenie momentu, otrzymamy:

$$M = \frac{g l^2}{8} \left( 1 - \frac{4 p a}{g l} \right) = \frac{g l^2}{8} \varphi, \text{ gdzie } \varphi = 1 - \frac{4 p a}{g l} < 1.$$

Ponieważ współczynnik  $\varphi$  zależny od długości siodełka i stosunku obciążenia stałego do całkowitego jest mniejszy od jedności, przeto siodełko zmniejsza teoretyczną rozpiętość dźwigara, a zatem i momenty gnące. Jak to widać ze wzoru dla  $\varphi$ , im stosunek  $p$  do  $g$  jest bliższy do jedności, tym mniejsze jest  $\varphi$ , a więc tym jest większy wpływ siodełka, czyli że ono korzystniej pracuje.

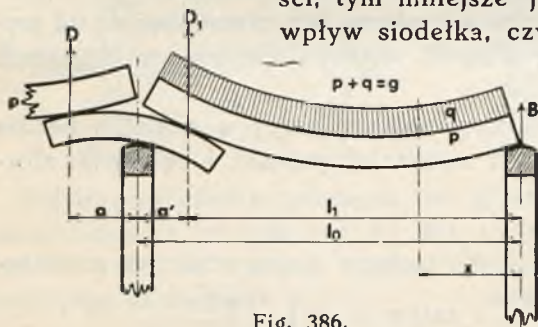


Fig. 386.

Robienie siodełek na skrajnych podporach nie jest uzasadnione, gdyż siodełko, jako obciążone tylko z jednej strony, ugina się wraz z belką, wskutek czego nie wspomaga ono belki. Wobec powyższego wzór na moment gnący

największy dla przęsła skrajnych będzie miał inną postać.

W celu wyzyskania materiału możemy postawić sobie następujące pytanie: jaka powinna być rozpiętość przęsła skrajnego, aby największy moment gnący tego przęsła miał tę samą wartość, co i największy moment gnący przęsła środkowych. Tak samo jak w przypadku poprzednim obciążamy ciężarem ruchomym przęsło skrajne, sąsiednie zaś znajduje się tylko pod ciężarem stałym. Wyznaczamy reakcje  $D_1$  (fig. 386):  $D_1 = \frac{g l_0^2}{2 l_1}$

Reakcja sąsiedniego przęsła nieobciążonego ciężarem ruchomym jest

$$D = \frac{p l}{2}.$$

Z równowagi siodełka wynika, że  $D a = D_1 a_1$  czyli  $a_1 = \frac{D a}{D_1} = \frac{p l l_1 a}{g l_0^2}$ .

Lecz  $l_1 = l_0 - a_1 = l_0 - \frac{p l l_1 a}{g l_0^2}$ , skąd  $l_1 = \frac{g l_0^3}{g l_0^2 + p l a}$ .

Reakcja prawej podpory będzie:

$$B = g l_0 - D_1 = g l_0 - \frac{g l_0^2}{2 l_1} = g l_0 - \frac{g l_0^2 (g l_0^2 + p l a)}{2 g l_0^3} = \frac{g l_0}{2} \left( 1 - \frac{p l a}{g l_0^2} \right)$$

W przekroju w odległości  $x$  od podpory  $B$  mamy moment gnący:

$$M_x = Bx - \frac{g x^2}{2}.$$

By ten moment był największy  $x$  winno zadość czynić równaniu:

$$\frac{d M_x}{d x} = B - g x = 0, \text{ skąd } x = \frac{B}{g}.$$

A więc największy moment ma wartość:  $M_{max} = \frac{B^2}{2g}$ ,

a po wstawieniu wartości  $B$  otrzymamy:

$$M_{max} = \frac{g l_0^2}{8} \left( 1 - \frac{p l a}{g l_0^2} \right)^2 = \frac{g l_0^2}{8} \varphi.$$

Jak widać z tego wzoru, tu też działanie siodełka na lewej podporze wyraża się przez zmniejszenie wartości największego momentu gnącego, gdyż współczynnik  $\varphi$  jest mniejszy od jedności.

Wyznamy teraz taką zależność między rozpiętościami  $l_0$  i  $l$ , przy której największe momenty gnące belki środkowej i belki skrajnej są równe.

Przyrównywając otrzymane momenty gnące tych belek, otrzymamy równanie:

$$\frac{g l^2}{8} \left( 1 - \frac{4 p a}{g l} \right) = \frac{g l_0^2}{8} \left( 1 - \frac{p l a}{g l_0^2} \right)^2,$$

z którego znajdziemy  $l_0 = \frac{l}{2} \left( 1 + \sqrt{1 - \frac{4 p a}{g l}} \right)$ .

Podstawiając najczęściej spotykane wartości  $g$  i  $p$  otrzymamy w przybliżeniu, że  $l_0 = [0,97 - 0,94] l$ , czyli średnio  $l_0 = 0,95 l$ .

Przy obliczaniu momentów gnących operowaliśmy obciążeniem ruchomym ciągłym. Jednak najczęściej przy obliczaniu belek o niewielkich rozpiętościach mamy do czynienia z obciążeniami ruchomymi w postaci sił skupionych. Obciążenia skupione możemy wtedy zastąpić przez obciążenia zastępcze ciągłe.

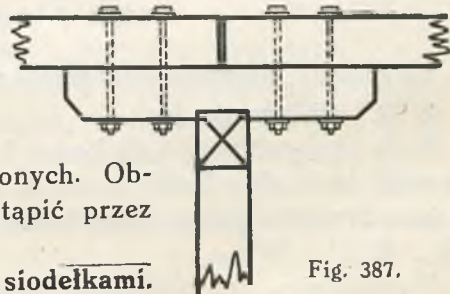


Fig. 387.

### § 91. Obliczenie połączenia belek z siodełkami.

Jeżeli belka główna, spoczywająca na siodełku, jest nad nim rozcięta i połączona z siodełkiem tylko przy pomocy śrub (fig. 387), wówczas nie możemy uważać tej belki za ciągłą, gdyż belka może się zsuwać z siodełka, śruby mogą się zluźnić. Wtedy obliczamy takie belki jak było wyżej pokazane.

Za belkę ciągłą możemy uważać belkę rozciętą nad podporą tylko wtedy, gdy ona jest połączona z siodełkiem przy pomocy klinów, lub



zębów, to znaczy tylko wtedy, gdy siły normalne powstające przy zginaniu w przekroju jednej belki oddawałyby się przekrojowi drugiej przez siodełko bez przesunięć tych belek. Musimy zatem liczyć połączenia belek z siodełkiem na całkowitą siłę rozciągającą lub ściskającą w danej belce od zginania.

Siłę tę wyznaczamy w sposób następujący: przy gięciu naprężenie normalne w pasku  $dz$  (fig. 388) będzie:  $\sigma_g = \frac{Mz}{I}$ .

Zatem siła działająca na pasek  $dz$  będzie:  $dN = \frac{Mz}{I} b dz$ ,

a więc całkowita siła jednego znaku będzie:

$$N = \int_0^{h/2} \frac{Mz}{I} b dz = \frac{M}{I} \int_0^{h/2} z b dz = \frac{MS}{I}$$

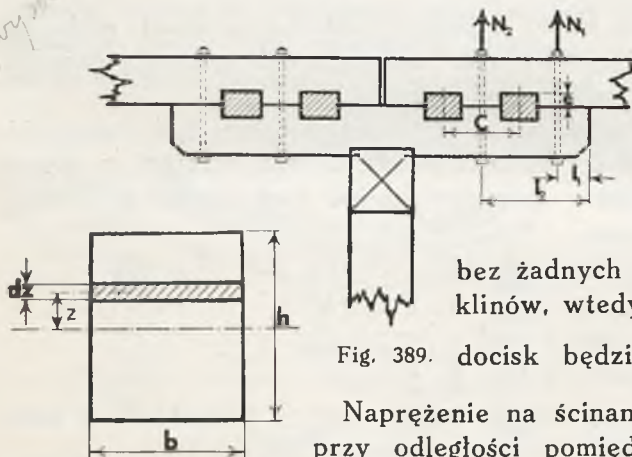


Fig. 388.

Fig. 389. docisk będzie  $\sigma_c = \frac{N}{ne b}$ .

Naprężenie na ścinanie w belce lub siodełku przy odległości pomiędzy klinami  $c$  i szerokości klina  $\beta$  będzie:  $\sigma_t = \frac{N}{n(c - \beta)b}$ .

Połączenie klinowe podane jest na fig. 389.

## § 92. Obliczenie śrub.

Przy obciążeniu przęśła końce belki pod działaniem momentu podporowego będą się starały podnieść, czyli wykonać obrót około końców siodełka. Przeciwdziałają temu śruby, w których występują siły rozciągające  $N_1$  i  $N_2$  (fig. 389).

Przypuśćmy, że moment  $M$  nad podporą został tak czy inaczej obliczony. Z drugiej strony jest on równy  $M = N_1 l_1 + N_2 l_2$ .

Przypuśćmy dalej, że siły  $N_1$  i  $N_2$  są proporcjonalne do odległości od osi obrotu, t. j.  $\frac{N_1}{N_2} = \frac{l_1}{l_2}$ , skąd  $N_1 = \frac{l_1}{l_2} N_2$ .

Z równania poprzedniego i powyższego znajdujemy, że

$$N_2 = M \frac{l_2}{l_1^2 + l_2^2}, \quad N_1 = M \frac{l_1}{l_1^2 + l_2^2}$$

Podobne obliczenie zastosowalibyśmy, gdyby belka była przymocowana do siodelka nie dwiema, lecz trzema śrubami, t. j. gdyby moment był zrównoważony nie dwiema lecz trzema siłami  $N_1$ ,  $N_2$  i  $N_3$ .

Mając wartości sił  $N_1$  i  $N_2$  rozciągających śruby oraz naprężenia dopuszczalne  $k_r$  dla stali, z której one są zrobione, znajdziemy ich średnice

$$\text{z równania } \frac{\pi d^2}{4} k_r = N_2, \text{ skąd } d = 2 \sqrt{\frac{N_2}{\pi k_r}}.$$

Średnicę śruby dobieramy według sortamentu w granicach od 19 mm do 25 mm.

### § 93. Belki leżajowe, jako belki ciągłe.

Jeżeli belka nad podporą nie jest rozcięta, lub jeżeli jest rozcięta, lecz odpowiednio połączona z siodelkiem, wtedy możemy taką belkę rozpatrywać, a zatem i obliczać, jako belkę ciągłą. By uprościć obliczenia, możemy belki takie rozpatrywać, jako belki dwuprzęsłowe, mając na uwadze, że wpływ dalszych odleglejszych przęseł, na rozpatrywane przęśło szybko maleje. Ścisłość obliczeń w tym założeniu jest w zupełności wystarczająca.

Przy obliczeniach belek jako ciągłych dwuprzęsłowych dla uproszczenia obliczeń zakładamy nadto, że podpory tych belek są stałe i że przekrój belki na całej ich długości jest jednakowy. Ponieważ jednak założenie powyższe nie jest w zupełności ścisłe, to musimy wprowadzić odpowiednie poprawki.

Dla siły  $P$ , zaczepionej w odległości  $a$  od lewej podpory lewego przęśła (fig. 390), otrzymujemy takie oddziaływania podpór  $A$ ,  $B$  i  $C$ :

$$A = P \left( 1 - \frac{5a}{4l} + \frac{1}{4} \frac{a^3}{l^3} \right), \quad B = P \left( \frac{3a}{2l} - \frac{1}{2} \frac{a^3}{l^3} \right), \quad C = -P \left( \frac{1}{4} \frac{a}{l} - \frac{1}{4} \frac{a^3}{l^3} \right).$$

Rzędne linii wpływu momentów gnących pośrodku rozpiętości  $l$ , w odległości  $0,4l$  od podpory  $A$  i nad podporą  $B$ , przy podziale każdego przęśła na 10 części, otrzymamy w  $Pl$ , jak pokazano na fig. 391.

Mając linie wpływu, możemy znaleźć największy moment gnący w przęśle  $M_s$  i nad podporą środkową  $M_0$ . Linie wpływu są tu wyrysowane i rzędne obliczone w założeniu, że moment bezwładności belek jest wielkością stałą na całej długości. W rzeczywistości tak nie jest, gdyż siodelko niezależnie czy jest sklinowane z belką, czy tylko połączone z nią śrubami, zmienia moment bezwładności, zwiększając go na podporze, co powoduje zwiększenie momentu gnącego na podporze.

Oczywiście połączenie siodelka z belką tylko śrubami mniej zwiększa ten moment gnący, niż połączenie klinami. Również ma wpływ na zmianę momentu i długość siodelka.

Jeżeli przeto stosunek długości siodelka do belki oznaczymy przez  $\frac{a}{l}$ , to

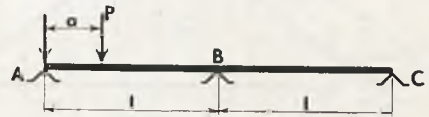


Fig. 390.

możemy przyjąć współczynniki  $\mu$  zwiększenia momentu na podporze we dłuę Winklera, zgrupowane w tablicy poniżej:

$\frac{a}{l}$	Belka połączona z siodełkiem	
	tylko śrubami $\mu_1$	klinami $\mu_2$
0,1	1,13	1,25
0,2	1,20	1,75

Jeżeli do tego jeszcze dodamy pewne zwiększenie momentu gnącego nad podporą wskutek osiadania podpór, które to zwiększenie można przyjąć równe 10% od momentu obliczonego, to przy nadawaniu wymiarów belki i siodełka

powinniśmy przyjmować następujący moment gnący na podporze:

$$M'_0 = (0,1 + \mu) M_0.$$

$M_0$  jest w danym przypadku moment gnący, otrzymany np. z wyżej przytoczonych linii wpływu. Mając moment gnący na podporze, oblicze-

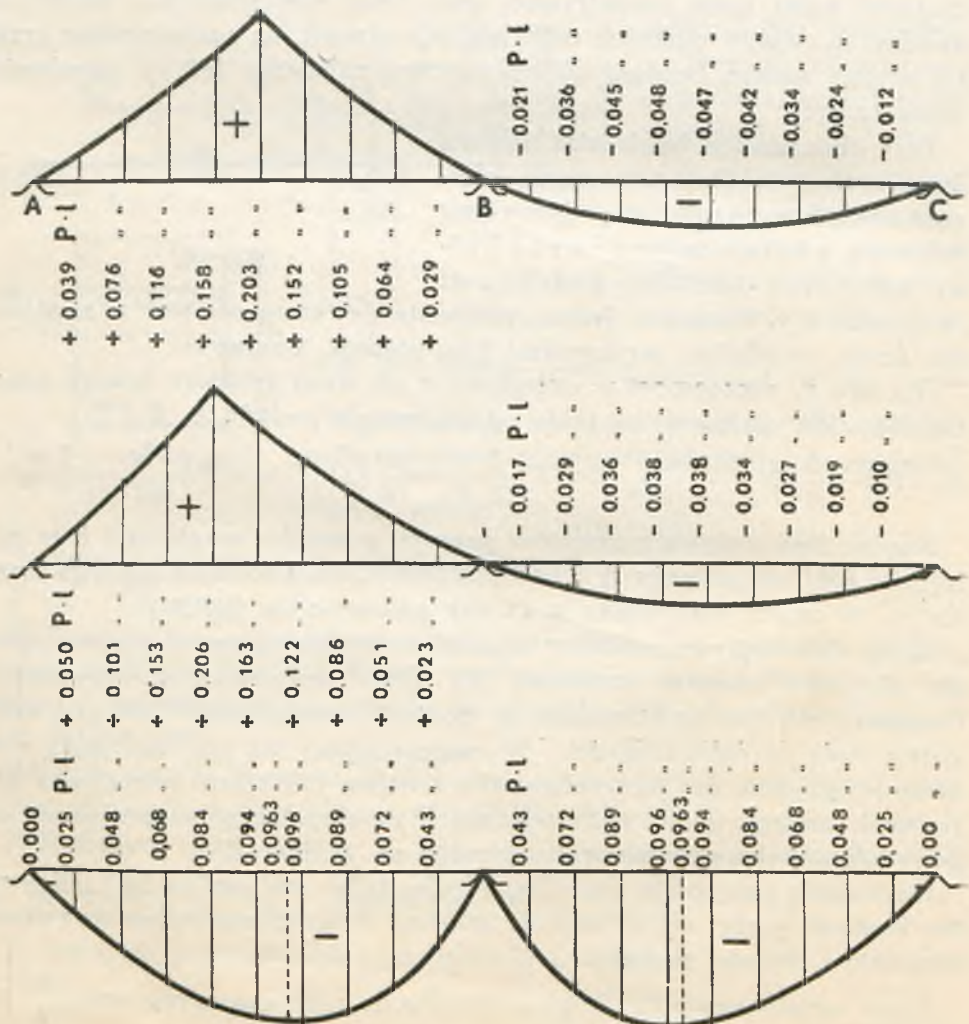


Fig. 391.



nie siodełek, belek oraz klinów i śrub przeprowadzamy tak, jak to już wyżej było powiedziane. Zatem dla belek nierozciętych nad podporami i połączonych z siodełkami tylko śrubami moment gnący nad podporą będzie  $M'_0 = (0,1 + \nu_1) M_0$ , pośrodku zaś belki lub w odległości 0,4l będzie  $M'_{,4} = 1,1 M_s$ . Dla belek sklinowanych z siodełkami momenty te będą odpowiednio  $M'_0 = (0,1 + \nu_2) M_0$  i  $M'_s = 1,1 M_{,4}$ .

W pierwszym przypadku belka z siodełkiem, jako połączona tylko śrubami, tworzy nad podporami belki wielokrotne tak, że momenty podporowe  $M'_0 = (0,1 + \nu_1) M_0$  rozłożą się proporcjonalnie do momentów bezwładności belki i siodełka, w drugim zaś przypadku belka z siodełkiem sklinowana lub ząbiona tworzy belkę złożoną i naprężenie w niej oblicza się według zasad jak przy belkach złożonych: kliny na podstawie największej siły poprzecznej nad podporą ze wzoru  $T = \frac{QS}{I}$ ; moment gnący według wzoru

$$M'_0 = (0,1 + \nu_2) M_0$$

Przy belkach rozciętych nad podporami, lecz połączonych z siodełkami klinami lub zębami i śrubami obliczenia stosujemy według § 91. Momenty gnące nad podporami należy zwiększyć tylko o 10%, mając na względzie możliwość osiadania podpór.

Rzędne linii wpływu reakcji i sił poprzecznych Q belek ciągłych dwuprzęsłowych o przekroju i podporach stałych podane są na fig. 392.

### § 94. Sztukowanie belek głównych.

Ponieważ długość drzewa jest ograniczona do pewnych wymiarów, przeto przy długich mostach zmuszeni jesteśmy belki sztukować. Jeżeli dłu-

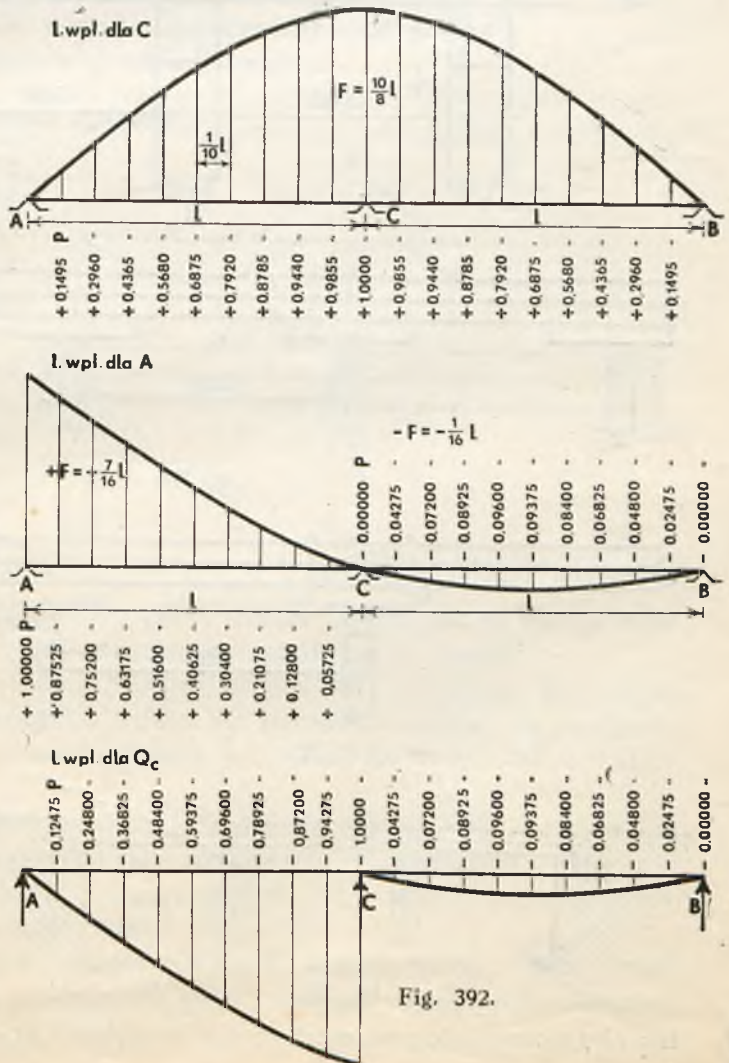


Fig. 392.

gość belek w moście nie jest większa od 12 m, to takiej długości belki możemy dawać całe; przy większej długości — belki zwykle sztukujemy, bo chociaż moglibyśmy dostać drzewo o danej średnicy dłuższe, to jednak byłoby ono zbyt drogie, nieproporcjonalnie do długości, i przeprowadzanie manipulacji przy tak długim drzewie podczas roboty byłoby dość trudne, a zatem robota byłaby droższa.

Normalnie przyjmujemy długość drzewa w granicach 6,5 m do 8,5 m.

Sztukujemy belki zwykle nad podporami, ponad siodełkiem, jeżeli stosujemy siodełka. Przy niewielkich odległościach pomiędzy podporami, nie większych od 6 m, możemy sztukować belki wielokrotnie mijankowo, to jest nie wszystkie pojedyncze belki nad daną podporą, lecz po jednej nad podporą (fig. 393 i 394).

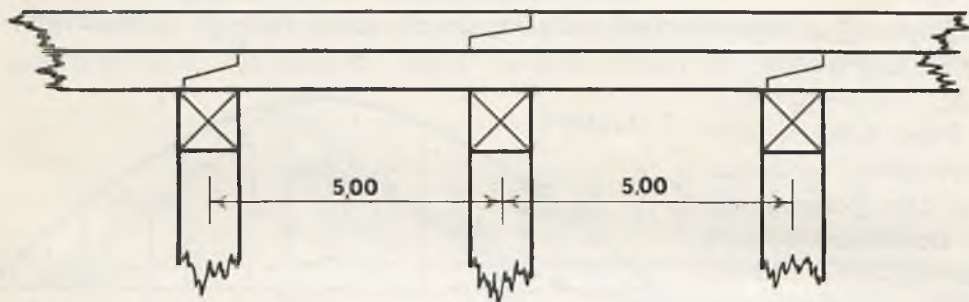


Fig. 393.

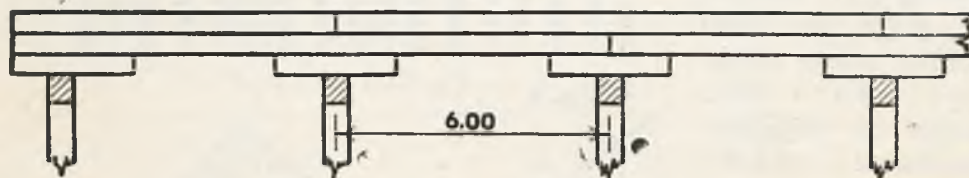


fig. 394.

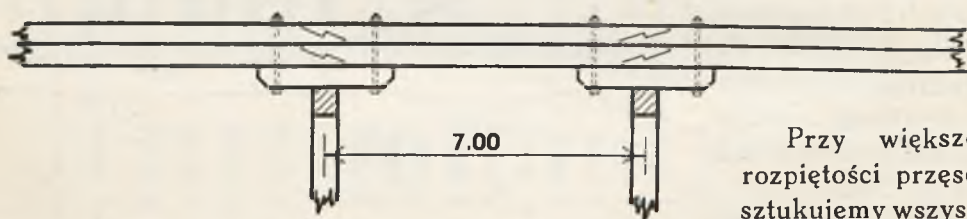


Fig. 395.



fig. 396.

Przy większej rozpiętości przęseł sztukujemy wszystkie belki nad daną podporą, robiąc styk ich w jednym przekroju (fig. 395, 396), lub przesuwając styki tych belek na odległość około pół metra

tak, aby można było pomieścić pomiędzy stykami kleszcze pionowe (fig. 397).

Jeżeli belki są sklinowane lub zazębione i spoczywają na siodełkach, z którymi są połączone również klinami lub zębami i śrubami, to niekiedy styki belek dają w zależności od wykresu momentów gnących, przyjmując belki jako ciągle dwuprzęsłowe.

Jak wiadomo, momenty gnące dodatnie otrzymujemy największe w odległości około  $0,4l$  od skrajnych podpór. Nad podporą środkową panuje moment największy ujemny.

W odległości około  $0,2l$  otrzymują się momenty gnące niewielkie i w tym miejscu rozmieszczają styki belek, jak to widać z fig. 398. Nie uważamy jednakże takiego stykowania za dobre, gdyż przy rozluźnianiu się klinów, co często zresztą ma miejsce, belki mogą zmieniać swą pracę, największe momenty mogą się przesuwać i w miejscach styków pomiędzy podporami, gdzie były momenty małe, mogą te momenty wzrosnąć. Lepiej przeto styki dawać w granicach siodełka.



Fig. 397.

### § 95. Połączenie mostu z drogą.

Połączenie mostu z drogą powinno odpowiadać pewnym warunkom. Warunki te są częściowo ogólne, jakie wymagane są od wszelkich konstrukcji, częściowo zaś są specjalne. Do pierwszych będziemy zaliczać warunek, aby końce mostu, stykając się z nasypem, były o ile możliwości zabezpieczone od

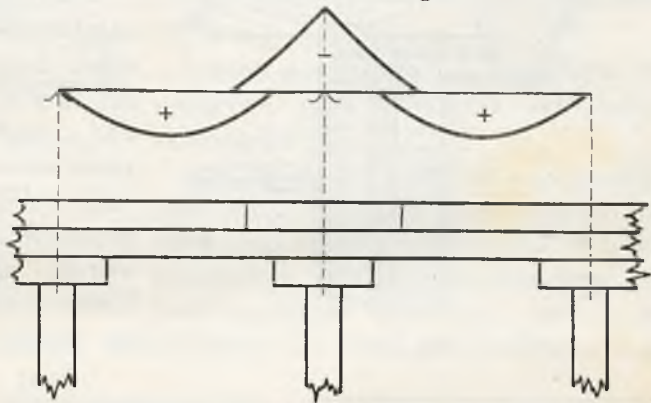


Fig. 398.

szybkiego gnicia, przynajmniej ważne części mostu, jak to końce belek głównych oraz oczep części przyczółka zanurzonej w nasypie.

Następnie, aby konstrukcja główna mostu była dostępna do rewizji i aby konstrukcja zakończenia mostu nie pozwalała osunąć się nasypowi i podsypce i przez to zabezpieczała od osiadania nasyp bezpośrednio za mostem.

Dalej warunek specjalny, aby w mostach, szczególnie kolejowych, przejście z mostu na nasyp dawało najmniejsze wstrząśnienie.

Jedno połączenie mostu z nasypem było już pokazane wówczas, gdy rozpatrywaliśmy ustrój przyczółków (fig. 215).

Warunkom pierwszym będziemy zadość czynili, jeżeli końce belek głównych oraz oczep otulimy od strony nasypu specjalnymi tarczami



drewnianymi, które będąc podparte od strony mostu o czoła belek głównych, podtrzymują nasyp i podsypkę i zabezpieczają je od usuwania się.

Tarcze okalają koniec mostu z trzech stron. Górna krawędź ich sięga do wysokości górnej krawędzi podkładów dla szyn, dolna zaś krawędź zachodzi na 0,2 m  $\pm$  0,3 m niżej dołu oczepu (fig. 399). Z boku tarcze te na długości conajmniej 0,5 m od osi ostatniego oczepu mogą być rozparte skrajnymi mostownicami. Górnej powierzchni nasypu dajemy stoczystość w kierunku mostu conajmniej 5‰ i do przecięcia się tej płaszczyzny ze skarpą nasypu wzma-

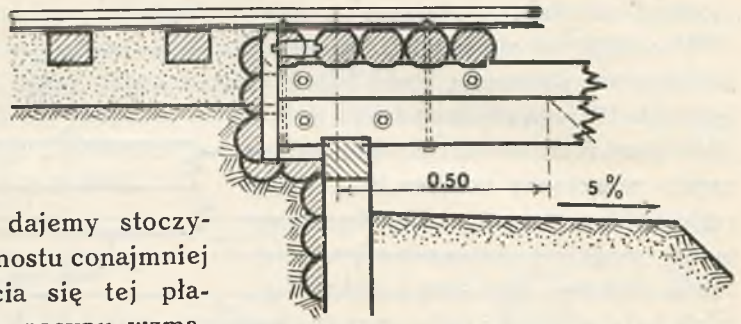


Fig. 399.

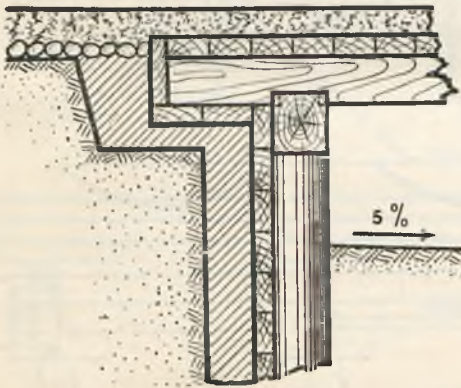


Fig. 400.

cniamy ją brukiem.

Belki główne przedłużamy od osi ostatniego oczepu na 0,5 m. W mostach drogowych połączenie możemy zrobić według fig. 400. Jak widać z tych rysunków, belki główne przedłużone są poza oczep, na końcach belek położone są belki poprzeczne lub dyle w zależności od ustroju nawierzchni na moście. Końce belek oczepu są oszalowane dylami dla podtrzymania nasypu oraz by zabezpieczyć elementy mostu od szybkiego gnicia.

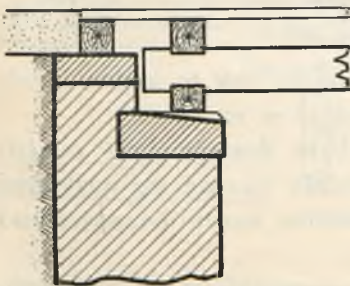


Fig. 401.

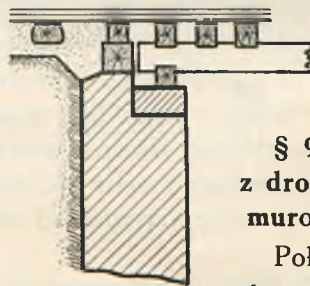


Fig. 402.

### § 96. Połączenie mostu z drogą przy przyczółkach murowanych.

Połączenia mostu z drogą w razie przyczółków murowanych na ogół mało

się różnią. Mianowicie na murze przyczółka lub na specjalnych kamieniach w rodzaju ciosów podporowych, ułożonych w [niszy łożyskowej, kładziemy murlaty, na których wspieramy końce belek podłużnych.

Końce [te [zwykle ciągniemy dalej poza murlaty na 0,2 m  $\pm$  0,4 m

i w razie, gdy mur kończy się na wysokości nieco mniejszej, niż górna krawędź belek podłużnych, to poza końcami belek stawiamy na murze belki w poprzek dla podtrzymania ziemi, które tworzą jakby ściankę oporową do podtrzymania nasypu (fig. 401 i 402).

Jeżeli mur przyczółka dochodzi do stopy szyny, wtedy połączenie otrzymuje się proste — jest ono pokazane na fig. 403.

W mostach kolejowych, jak to już zresztą było mówione w dziale

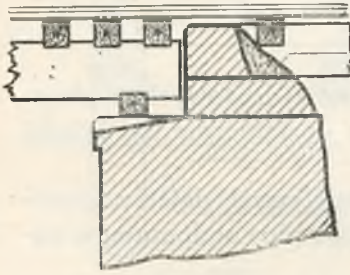


Fig. 403.

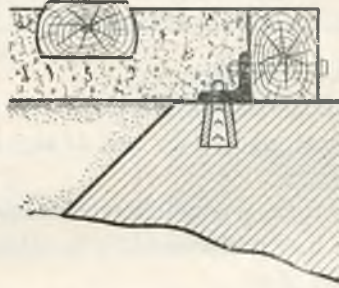


Fig. 404.

o przyczółkach kamiennych, na przedniej ściance przyczółka stawiamy zwykle podkład, który jest przymocowany do kątownika, przytwierdzonego

śrubą do muru (fig. 404). Podkład ten przytrzymuje podsypkę warstwy żwirowej.

Lepiej, gdy szyna na progu tym nie spoczywa, gdyż uderzenia kół pociągu niszczą mur.

Aby zmniejszyć odległość między skrajnym podkładem, znajdującym się na belkach podłużnych i pierwszym podkładem, położonym nad przyczółkiem i by grubość podsypki zwiększyć, można mur

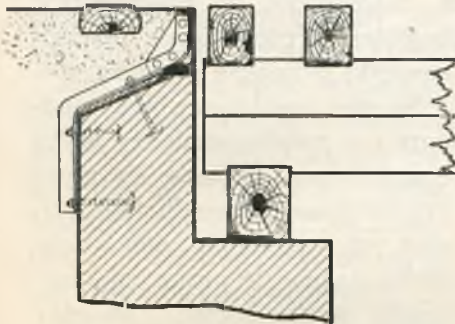


Fig. 405.

ścianki zakończyć korytkiem, umocowanym do muru przyczółka przy pomocy kątowników (fig. 405).

### § 97. Tężniki pomiędzy dźwigarami głównymi.

Dla osiągnięcia stateczności dźwigarów w płaszczyźnie pionowej przy wysokich dźwigarach tak złożonych, jak też i wielokrotnych, wytworzonych z belek, postawionych jedna na drugiej, a także po części i dla otrzymania jednakowego ugięcia dźwigarów, nie jednakowo obciążonych, dajemy tężniki pionowe w płaszczyźnie prostopadłej do osi dźwigarów.

Dla stężenia belek głównych w płaszczyźnie poziomej dajemy tężniki poziome, aby uchronić belki główne od ugięcia się belek w planie pod działaniem sił poziomych.

Przy belkach niskich pojedynczych tężników pionowych zwykle nie dajemy. Mostownice połączone śrubami z belkami głównymi w mostach kolejowych dostatecznie stężają dźwigary główne w płaszczyźnie pionowej i poziomej, przeto można tężników nie dawać, lecz tylko przy rozpię-



tościach nie większych ponad 6 m. Przy większych rozpiętościach należy stosować tężniki poziome, gdyż boczne uderzenia parowozu mogą wywołać znaczne ugięcia w płaszczyźnie poziomej, a zatem i znaczne naprężenia w belkach.

W mostach drogowych nawet większych rozpiętości przy nieznacznej wysokości dźwigarów tężników poziomych nie dają, gdyż pomost w postaci dyli, przymocowany bądź to bezpośrednio do belek głównych, bądź to do belek poprzecznych, odpowiednio połączonych z belkami podłużnymi w dostatecznej mierze usztywnia most w płaszczyźnie poziomej.

### § 98. A. Tężniki pionowe.

Dla uzyskania stateczności belek głównych mostów drogowych w płaszczyźnie pionowej, prostopadłej do osi dźwigarów, dostatecznie dać tężniki pionowe nad podporami.

Przy belkach głównych wysokich w mostach kolejowych dajemy pionowe tężniki nie tylko nad podporami, lecz także pomiędzy podporami w odległościach od 2 m do 3 m.

Najprostszy ustrój tężników pionowych przedstawia się w postaci rozpórek, które nadają belkom głównym stateczność w płaszczyźnie pionowej oraz trzymają belki na danej odległości. Tego rodzaju tężniki-rozpórki pokazane są na fig. 406,

Są one postawione nad podporą i są wcięte pomiędzy belką i siodelkiem. Wcięcie to może być zrobione albo według fig. 407, albo też według fig. 408. Rozpórki ciągną się przez całą szerokość mostu, łącząc pomiędzy

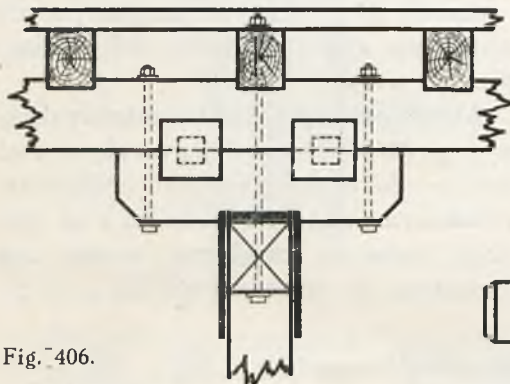


Fig. 406.

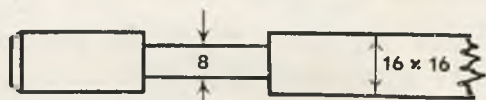


Fig 408.

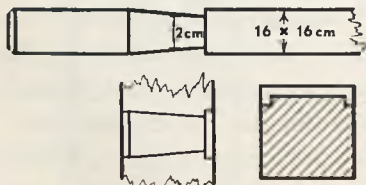


Fig 407.

sobą wszystkie dźwigary główne.

Według rysunku 407 wcięcia rozpórki zakryte są belkami, przeto woda nie tak łatwo może zaciekać we wcięcia i zagnicie nie nastąpi. Czasem tego rodzaju rozpórki służą jednocześnie jako kliny do belek złożonych. Wtedy oczywiście muszą być one robione z drzewa twardego. Stawiamy je wów-

czas nie tylko nad podporami, lecz także pomiędzy podporami.

Zamiast wcinania rozpórek pomiędzy dwie belki położone jedna na drugiej, przy belkach pojedynczych możemy dać pod belkami rozpórki,



wcinając je tak, aby nie mogły się przesuwać ani w kierunku podłużnym, ani w kierunku poprzecznym i połączyć z belkami śrubami (fig. 409).

Takie rozpórki-podciągi rozkładają ciśnienie ześrodkowane na jedną belkę i na belki sąsiednie, gdyż pod obciążeniem tym belka uginając się ugnie również rozpórkę, która dzięki swej sztywności pociągnie za sobą i inne belki, zmuszając je tym sposobem do współpracy z belką obciążoną.

Przy wysokich belkach złożonych lub wielokrotnych, położonych w nie-

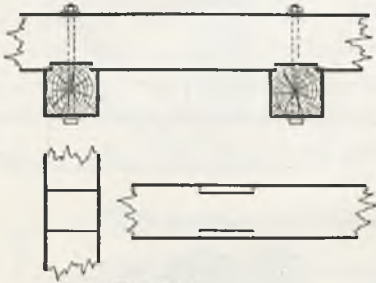


Fig. 409.

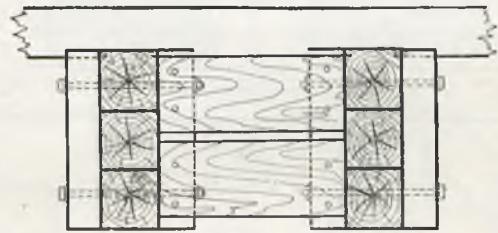


Fig. 410.

wielkiej odległości jedna od drugiej, tężniki pionowe mogą być zrobione według fig. 410, 411 i 412.

Jak widać z tych rysunków, belki główne są ujęte w kleszcze pionowe i z boków kleszczy postawione są tężniki albo z desek przyśrubowanych do tych kleszczy, albo też z krzyży ukośnych lub zastrzałów pojedynczych.

Przy stosowaniu desek należy każdy koniec deski przyśrubować do kleszczy dwiema śrubami, gdyż przy pojedynczych otrzymuje się układ niesztyny.

Przy niewielkiej odległości pomiędzy dźwigarami, jeżeli stosujemy belki wielokrotne, jako rozpórki mogą być pionowe przekładki zazębione — postawione pomiędzy dźwigarami i ściągnięte odpowiednio śrubami, jak to jest pokazane na fig. 413.

W mostach czasowych nie zawsze dajemy kleszcze pionowe pomiędzy podporami i wtedy tężniki pionowe mogą być urządzone w kształcie krzyży ukośnych. Krzyżulce wtedy wcinamy i przytwierdzamy śrubami do poprzecznic, odpowiednio przymocowanych do dźwigarów głównych i do podciągow, które spełniają rolę rozpórek. Podciągi te muszą być

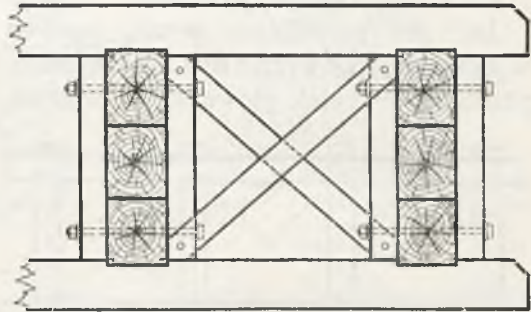


Fig. 411.

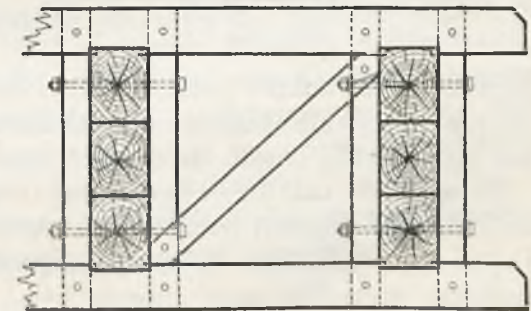


Fig. 412.

wcięte, aby się nie mogły przysuwać ani wzdłuż, ani w poprzek dźwigarów głównych i powinny być ujęte na te same śruby, które przymocowują poprzecznice do dźwigarów (fig. 414).

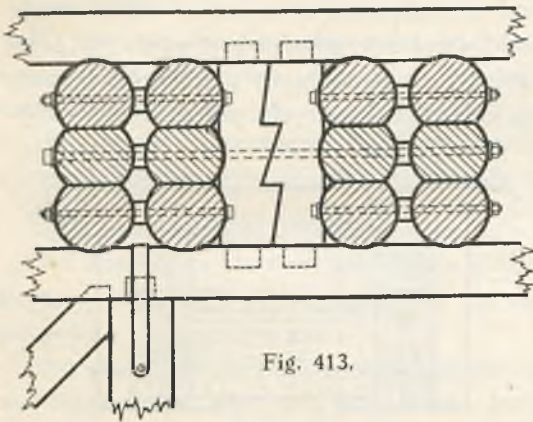


Fig. 413.

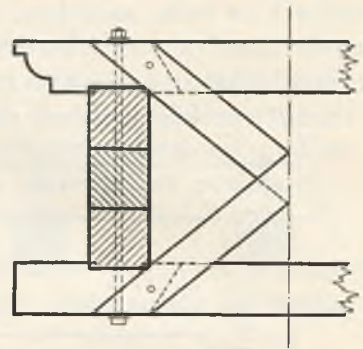


Fig. 414.

§ 99. B. Tężniki poziome.  
Jak już mówiliśmy wyżej, pomost w mostach drogowych z dyli, odpowiednio przybity do belek głównych i do belek

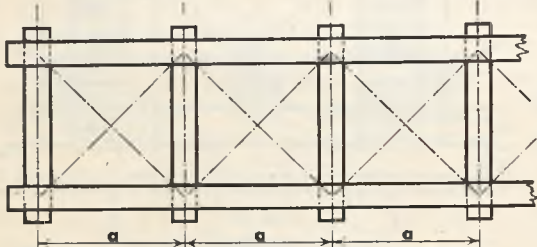


Fig. 415.

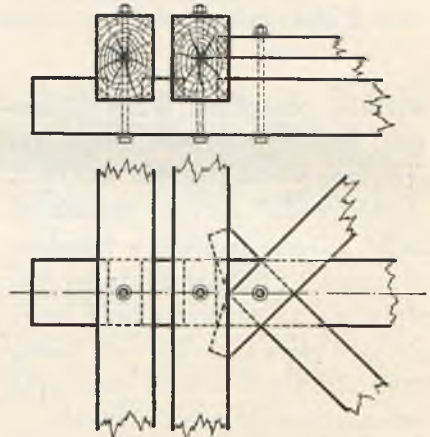


Fig. 416.

poprzecznych, dobrze połączonych z belkami głównymi, w dostatecznej mierze usztywnia budowę wierzchnią w płaszczyźnie poziomej, i wtedy nie ma potrzeby dawać specjalnych tężników.

W mostach zaś kolejowych przy rozpiętościach 5 m do 6 m, wobec dość dużych uderzeń bocznych parowozu, tężniki poziome są niezbędne. Dzielią one oddzielne belki na niewielkie długości  $a$ , w których siły poziome wywołują przy ugięciu belek niewielkie naprężenia, zaś całe dźwigary łączą w dźwigar kratowy w planie (fig. 415), nadając całemu ustrojowi w płaszczyźnie poziomej należyłą sztywność.

Tężniki poziome mogą być zrobione albo tylko z drzewa, t. j. dajemy rozpórki z bali w kształcie podciągów, jednak tak połączone z belkami głównymi, aby mogły pracować na rozciąganie, krzyżulce zaś dajemy też drewniane z desek lub bali, położonych na rozpórkach, połączonych z rozpórką śrubą i wciętych odpowiednio w belki główne tak, aby mogły pracować na ściskanie, jak to jest pokazane na fig. 416.



Inny ustrój może mieć miejsce przy stosowaniu zamiast rozpórek, krzyżulców, których końce opierają się w specjalne klocki z drzewa twardego, zwane trzewnikami, stopkami, piętkami lub poduszkami, przy czym krzyżulce wpuszcza się na czop (fig. 417). Krzyżulce tutaj mogą pracować jedynie na ściskanie, słupki zaś w postaci długich śrub mogą pracować tylko na rozciąganie. Ustrój tego rodzaju tężników jest niczym innym, jak tylko ustrojem dźwigarów Howe'a w planie, o których będziemy szczegółowo mówili w innym miejscu.

W mostach kolejowych położonych w łuku należy dawać tężniki tak podłużne jak też

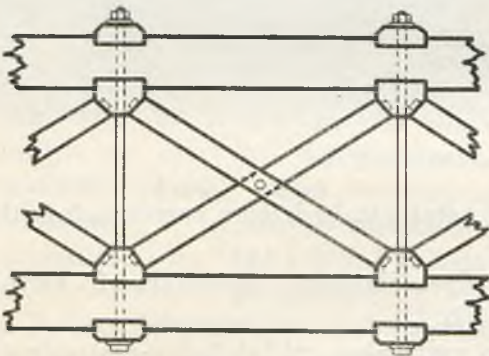


Fig. 417.

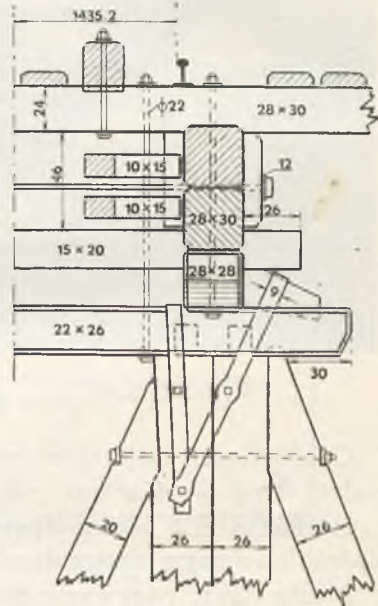


Fig. 417 a.

i poprzeczne. Dźwigary powinny być dobrze połączone ze sobą, a dźwigar zewnętrzny należy tak połączyć z podporami, by pod działaniem siły odśrodkowej nie mógł się przesuwać po oczepie. Połączenie takie pokazane jest na fig. 417 a. Jak widać z rysunku, dźwigary nad podporami mają rozpórki z belek i ściągi, które tutaj jednocześnie grają rolę słupków układu tężników poziomych według fig. 417. Od strony zewnętrznej dźwigary na podporach upierają się w klocki wcięte w oczepy. Klocki te zaś są przyciągnięte do pali podpory klamrami stalowymi.

Mosty belkowe zwykle podparte w dwóch punktach, jak mówiliśmy wyżej, mogą być stosowane tylko do niewielkich rozpiętości.

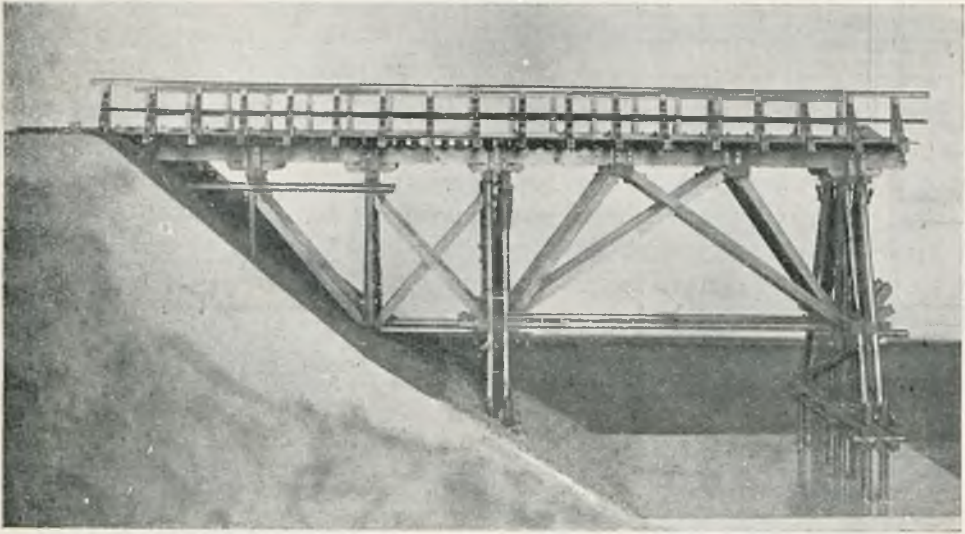
## ROZDZIAŁ XIII.

### § 100. Mosty zastrzałowe.

Jeżeli odległość pomiędzy podporami musimy dla tych czy innych powodów dawać większą, wtedy stosujemy inne układy belek.

Jeżeli belkę prostą wolno podpartą na dwóch podporach podpieramy jeszcze w punktach pośrednich zastrzałami, opartymi o te same podpory, na których spoczywa belka, otrzymujemy wtedy układy mostów zastrzałowych.





Most dwuzastrzałowy. (Model).

Co do ilości zastrzałów oraz ich położenia będziemy rozróżniać następujące typy mostów zastrzałowych.

1) Belka  $AB$  jest podparta w jednym punkcie pośrednim  $C$ , zwykle pośrodku dwoma zastrzałami  $A_1C$  i  $B_1C$ .

Mosty takie nazywamy trójkątno zastrzałowymi lub jedno-zastrzałowymi (fig. 418).

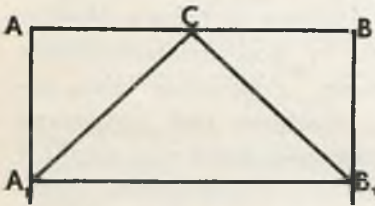


Fig. 418.

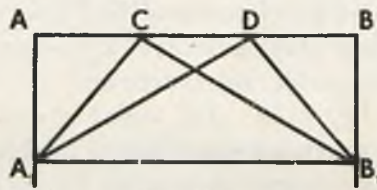


Fig. 419.

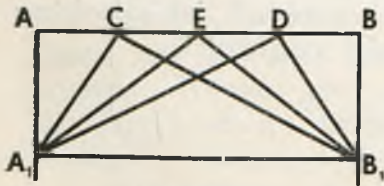


Fig. 420.

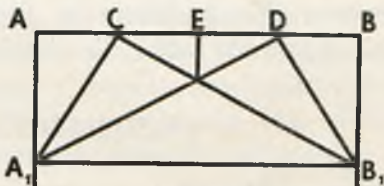


Fig. 421.

2) Belka  $AB$  jest podparta w dwóch punktach  $C$  i  $D$ , w każdym z tych punktów dwoma zastrzałami  $A_1C$  i  $B_1C$  i  $A_1D$  i  $B_1D$ . Takie mosty nazywamy trójkątno - dwuzastrzałowymi (fig. 419).

3) Gdyby-

śmy w ten sam sposób podparli belkę w trzech punktach, w każdym przy tym dwoma schodzącymi się w tych punktach zastrzałami, otrzymalibyśmy mosty trójkątno-tróźzastrzałowe (fig. 420).

Zamiast belkę podzieloną na cztery równe części podparć pośrodku

dwoma zastrzałami jak na fig. 420, możemy w tym miejscu dać słupek, który, będąc podpartym w punkcie skrzyżowania się zastrzałów, drugim swym końcem podpira belkę. Otrzymujemy układ mostu trójkątno-dwu-zastrzałowego z dodatkowym słupkiem (fig. 421).

Jeżeli belkę  $AB$  podeprzemy w dwóch punktach pośrednich  $C$  i  $D$  dwoma zastrzałami  $A_1C$  i  $B_1D$  bądź to bezpośrednio podpierającymi

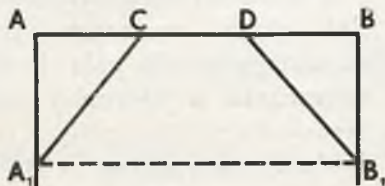


Fig. 422.

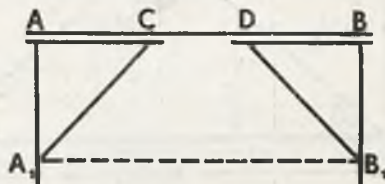


Fig. 423.

belkę, bądź to podpierającymi końce siodełek, na których belka spoczywa, otrzymamy wtedy układ trapezowo-zastrzałowy i trapezowo-zastrzałowy z siodełkami (fig. 422 i 423). Zamiast końce zastrzałów, podpierających belkę, łączyć bezpośrednio z belką lub z siodełkami, możemy je oprzeć o końce dodatkowej belki poziomej, otrzymamy wtedy układ trapezowo-zastrzałowy z rozpornicą (fig. 424).

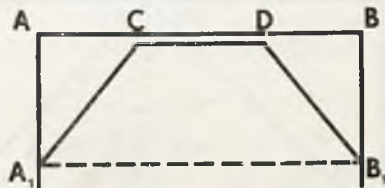


Fig. 424.

W układach 418, 419, 420 i 421 punkty  $A_1$  i  $B_1$  łączymy belkami poziomymi  $A_1B_1$ , tak zwanymi ściągami. Układy te ze ściągami należą do układów niezmiennych, układy zaś trapezowo-zastrzałowe należą teoretycznie do układów zmiennych.

Układy trójkątno-zastrzałowe należą do sztywnych i dla tego też mają duże zastosowanie w mostach kolejowych. Natomiast układy trapezowo-zastrzałowe stosujemy w mostach drogowych, szczególnie zaś w wiaduktach, gdy chodzi o zwiększenie wysokości wolnej pod mostem, lub gdy wysokość ustrojowa mostu w środkowej części jego rozpiętości musi być niewielka.

We wszystkich mostach zastrzałowych przy siłach zewnętrznych pionowych otrzymujemy na podpory mostowe oprócz ciśnienia pionowego, jeszcze ciśnienie poziome, t. j. rozpór. Rozpór ten, działając na podpory na poziomie stóp zastrzałów, ugina podpory. Dlatego też w mostach kolejowych, w których rozpór, wobec znacznego obciążenia ruchomego, może być dość dużym, stosujemy ściągi, które przyjmują na siebie ten rozpór i otrzymujemy wtedy ciśnienie na podpory tylko pionowe.

W mostach drogowych rozpór ten jest zazwyczaj znacznie mniejszy,

przeto, dając w nich podpory silniejsze, możemy stosować układy bez ściągow, t. j. stosować układy trapezowo-zastrzałowe.

Mosty zastrzałowe, jak również i mosty leżajowe, należą do mostów

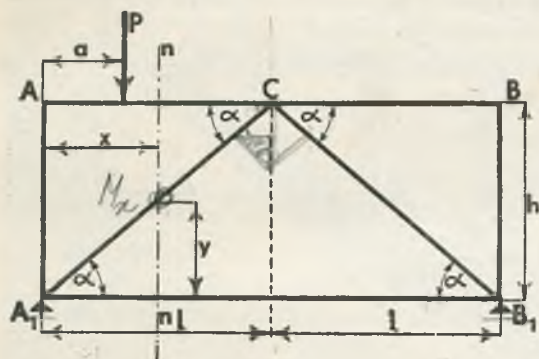


Fig. 425.

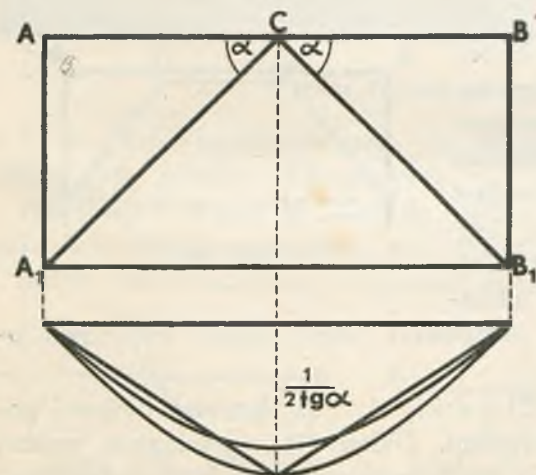


Fig. 426.

Przez  $Z$  oznaczmy siły w zastrzałach, przez  $l_z$  długość zastrzałów, przez  $I$  moment bezwładności belki  $ABC$ , przez  $h$  wysokość słupków  $A_1A$  i  $B_1B$ , przez  $F_h^1$  przekroje słupków  $A_1A$  i  $B_1B$ , przez  $F_z$  — przekrój zastrzałów, przez  $H$  siłę powstałą w ściągu przy obciążeniu belki  $ABC$ , przez  $F_s$  — przekrój ściągu i przez  $\alpha$  kąt pochylenia zastrzałów do ściągu.

Niech na belkę  $ABC$  działa siła skupiona  $P$  w odległości  $a$  od podpory  $A$ .

Możemy przeto napisać:  $H = Z \cos \alpha$ , zaś z równowagi węzła  $C$ :

$$C = 2Z \sin \alpha.$$

Dalej z równowagi węzłów  $A_1$  i  $B_1$  z rzutów na oś pionową otrzymujemy:  $A_1 = A + Z \sin \alpha$  i  $B_1 = B + Z \sin \alpha$ .

Lecz  $Z = \frac{H}{\cos \alpha}$ , przeto  $A = A_1 - H \operatorname{tg} \alpha$ ,  $B = B_1 - H \operatorname{tg} \alpha$ . Z drugiej

zaś strony mamy, że  $A_1 = \frac{P(2l-a)}{2l}$  i  $B_1 = \frac{Pa}{2l}$ .

z jazdą górą. Nawierzchnia jezdni i chodników pokrywa dźwigary główne, chroniąc je od deszczu i działania słońca.

W mostach tych mamy możliwość dać tężniki poprzeczne, przez co usztywnia się cała budowa wierzchnia w kierunku poziomym.

Mosty zastrzałowe mogą być stosowane do 25 m rozpiętości, a nawet nieco większej.

### § 101. Obliczenie mostów zastrzałowych.

1) Mosty trójkątno-zastrzałowe ze ściągiem.

Belka  $ACB$  jest belką ciągłą podpartą w punktach  $A$   $CB$ . Podpory te są sprężyste wskutek ściśliwości słupków  $A_1A$ ,  $B_1B$  i zastrzałów  $A_1C$  i  $B_1C$  oraz rozciągliwości ściągu  $A_1B_1$  (fig. 425).

Niech będą  $A$ ,  $B$  i  $C$  oddziaływania podpór w punktach  $A$ ,  $B$  i  $C$ , zaś  $A_1$  i  $B_1$  oddziaływanie podpór w punktach  $A_1$  i  $B_1$ .



Dla przekroju w odległości  $x$  od podpory  $A$  możemy napisać moment  $M = Ax - P(x - a) = (A_1 - H \operatorname{tg} \alpha)x - P(x - a) = A_1 x - P(x - a) - Hx \operatorname{tg} \alpha$ .

Pierwsze dwa wyrazy oznaczają moment gnący belki prostej wolno podpartej w punktach  $A_1$  i  $B_1$ , który oznaczmy przez  $M_0^x$ , zaś  $x \operatorname{tg} \alpha$  jest rzędną  $y$  zastrzału przy odciętej  $x$ ,

Możemy zatem napisać, że  $M_x = M_0 - Hy$ . *to można wyprost wyprasać!*

Dla pracy odkształcenia całego układu otrzymamy następujący wzór:

$$II = \frac{A^2 h}{2EF_h} + \frac{B^2 h}{2EF_h} + \frac{2Z^2 l_z}{2EF_2} + \int_0^{2l} \frac{M_x^2 dx}{2EI}$$

Ściąg pod działaniem rozporu  $H$  wydłuży się o  $\frac{2Hl}{E\bar{F}_s}$ .

Jeżeli teraz weźmiemy pochodną od energii sprężystej względem  $H$ , to otrzymamy przesunięcie siły  $H$  t. j.  $\frac{2Hl}{E\bar{F}_s}$ , które musimy wziąć ze znakiem minus, gdyż przesunięcie to jest w kierunku odwrotnym do działania siły  $H$ , Zatem mamy:

$$\frac{dII}{dH} = \frac{Ah}{EF_h} \frac{dA}{dH} + \frac{Bh}{EF_h} \frac{dB}{dH} + \frac{2Zl_z}{EF_2} \frac{dZ}{dH} + \int_0^{2l} M_x \frac{dM_x}{dH} dx = -\frac{2lH}{E\bar{F}_s}$$

Mając na uwadze, że  $\frac{dA}{dH} = -\operatorname{tg} \alpha$ ,  $\frac{dZ}{dH} = \frac{1}{\cos \alpha}$ ,  $\frac{dM_x}{dH} = -y$ ,

otrzymamy dla  $H$  następujące wyrażenie:

$$H = \frac{\frac{Ph \operatorname{tg} \alpha}{F_h} + \frac{1}{I} \int_0^{2l} M_0 y dx}{\frac{2l}{F_s} + \frac{2l_z}{F_2 \cos^2 \alpha} + \frac{2h \operatorname{tg}^2 \alpha}{F_h} + \frac{1}{I} \int_0^{2l} y^2 dx} \dots \dots \dots (a)$$

Całkując dwa wyrazy tego wzoru:

$$\frac{1}{I} \int_0^{2l} y^2 dx = \frac{2}{I} \int_0^l x^2 \operatorname{tg}^2 \alpha dx = \frac{2l^3 \operatorname{tg}^2 \alpha}{3I}$$

$$\int_0^{2l} M_0 y dx = \operatorname{tg} \alpha \int_0^0 A_1 x^2 dx + \operatorname{tg} \alpha \int_0^l (A_1 x^2 - P x^2 + P a x) dx + \\ + \operatorname{tg} \alpha \int_0^l B_1 x^2 dx = \frac{P a l^2 \operatorname{tg}^2 \alpha}{6} \left( 3 - \frac{a^2}{l^2} \right)$$

i podstawivszy wartości całek do wzoru (a) otrzymamy dla  $H$  następujący wzór ogólny:

$$H = \frac{\frac{Ph \operatorname{tg} \alpha}{F_h} + \frac{1}{I} \frac{Pa l^2 \operatorname{tg} \alpha}{6} \left(3 - \frac{a^2}{l^2}\right)}{\frac{2l}{F_s} + \frac{2l}{F_z \cos^2 \alpha} + \frac{2h \operatorname{tg}^2 \alpha}{F_h} + \frac{1}{I} \frac{2l^3 \operatorname{tg}^2 \alpha}{3}} \quad (1)$$

to jest najogólniejsze wyrażenie siły  $H$ .

Mając siłę  $H$ , możemy znaleźć wszystkie inne siły, które wyrażają się przez  $H$  i wielkości dane, wynikające z geometrycznych wymiarów dźwigarów.

Gdybyśmy założyli, że układ cały jest absolutnie sztywny, t. j. gdybyśmy założyli, że  $F_h = F_z = F_s = \infty$ , to otrzymalibyśmy następujące wyrażenie dla  $H$ :

$$H = \frac{Pa \left(3 - \frac{a^2}{l^2}\right)}{4l \operatorname{tg} \alpha} = \frac{Pa}{4h} \left(3 - \frac{a^2}{l^2}\right) \quad (2)$$

Podstawiając tę wartość do wzorów dla  $A$ ,  $B$  i  $C$  otrzymamy następujące wyrażenie dla tych wielkości:

$$A = P \left(1 - \frac{5}{4} \frac{a}{l} + \frac{1}{4} \frac{a^3}{l^3}\right), \quad C = P \left(\frac{3}{2} \frac{a}{l} - \frac{1}{2} \frac{a^3}{l^3}\right),$$

$$B = -P \left(\frac{1}{4} \frac{a}{l} - \frac{1}{4} \frac{a^3}{l^3}\right).$$

t. j. odpory dla belki ciągłej dwuprzęsłowej o jednakowym przekroju na całej długości na podporach sztywnych.

Zakładając, że siła  $P$  stanie nad słupkiem, t. j. że  $a = 0$ , ze wzoru najogólniejszego otrzymamy dla rozporu  $H$  pewną wartość, aczkolwiek zdawałoby się, że wartość ta powinna być równa zeru.

Ponieważ założyliśmy, że słupki się skracają pod działaniem siły  $P$ , przeto, gdy siła  $P$  stanie nad słupkiem, słupek  $AA_1$  skurczy się, punkt  $A$  obniży się, belka  $ACB$  ugnie się wywołując nacisk w punkcie  $C$ , zaś nacisk w punkcie podparcia zastrzałów wywoła oczywiście rozpór  $H$ .

Przy obliczaniu mostów zastrzałowych korzystamy zwykle ze wzorów wprowadzonych w założeniu, że belka  $ACB$  jest belką ciągłą.

Gdyby belka  $AB$  była nad podporą  $C$  rozcięta, wtedy dla rozporu  $H$  otrzymalibyśmy wyrażenie:

$$H = \frac{C}{2 \operatorname{tg} \alpha} \quad (3)$$

Linia wpływu dla  $H$  byłaby tutaj (fig. 426) w kształcie trójkąta o wysokości  $\frac{1}{2 \operatorname{tg} \alpha}$ .

Ze wzoru (2) linia wpływu dla  $H$  otrzymałaby się w kształcie paraboli z wierzchołkiem pod  $C$  i rzędną równą również  $\frac{1}{2 \operatorname{tg} \alpha}$ .

Zaś z ogólnego wzoru (1) dla  $H$  linia wpływu byłaby również paraboliczna, z rzędną w wierzchołku nieco mniejszą niż  $\frac{1}{2 \operatorname{tg} \alpha}$ . Pole przekroju otrzymujemy największe, korzystając dla  $H$  ze wzoru (2). Ścisły wzór (1) daje znaczenie pośrednie, zaś założenie, że belki są rozcięte, daje najmniejsze pole linii wpływu.

Ciśnienie od zastrzałów na podpory wyraża się wzorem  $H \operatorname{tg} \alpha$ . Przy belkach ciągłych dwuprzęsłowych linia wpływu ciśnienia na słupek  $A A_1$  będzie jak na fig. 427 a i b, zaś dla belek rozciętych w punktach  $A_1, C$  i  $B_1$  linia wpływu dla tego słupka będzie według fig. 427 c.

Silę  $H$  w ściągę obliczamy według wzoru (2).

Wyżej mieliśmy wzór:

$$Z = \frac{H}{\cos \alpha}$$

t. j. siła w zastrzale jest proporcjonalna do rozporu, przeto linia wpływu siły w zastrzale będzie taka sama jak dla rozporu.

Dla belki mamy moment gnący:

$$M_x = M_0 - H y.$$

Według tego wzoru obliczamy belkę tylko wtedy, gdy belka istotnie jest belką ciągłą, w przeciwnym razie rozpatrujemy ją, jako belkę rozciętą nad podporą  $C$  w miejscu podparcia zastrzałów.

### § 102. Belki dwuzastrzałowe.

Przy wyprowadzeniu wzoru dla rozporu w moście jednozastrzałowym założyliśmy, że cały układ jest sprężysty, że przeto i podpory były sprężyste i w tych założeniach otrzymaliśmy ogólny wzór dla rozporu  $H$ , który dawał nam możliwość wyznaczenia wszystkich sił w prętach całego ustroju w zależności od jego wielkości i od

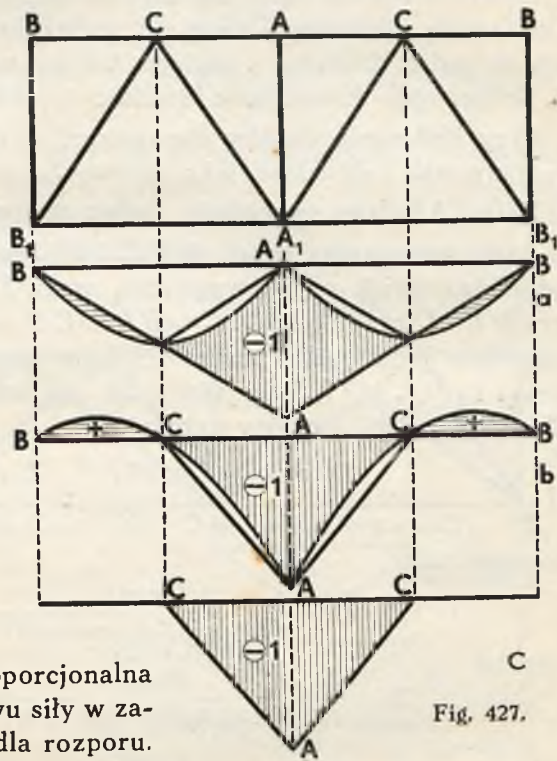


Fig. 427.

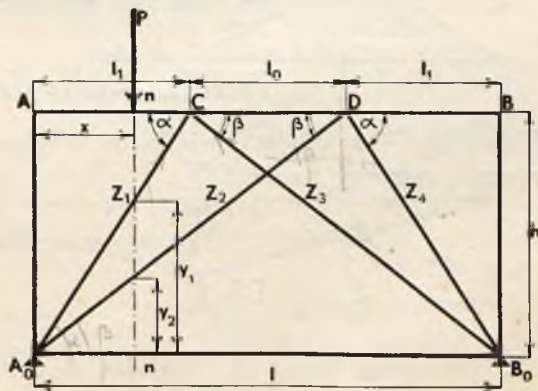


Fig. 428.



geometrycznych wymiarów przęsła. Jednak już tam zaznaczyliśmy, że w praktyce ze wzoru tego nie korzystamy, że odkształcenia elementów odrzucamy i rozpatrujemy układ jako sztywny.

Należy zaznaczyć tutaj, dlaczego ze wzoru tego ściśle nie korzystamy. Otóż mosty drewniane należą do konstrukcji niedoskonałych. Wykonanie ich nie jest b. dokładne i dlatego byłoby niecelowe starać się obliczać siły b. ściśle, gdy konstrukcja ściśłość tę niweczy.

Przy obliczaniu mostów dwuzastrzałowych w myśl powyższego będziemy rozpatrywali cały układ jako sztywny.

Belka  $AB$  leży swobodnie, będąc podpartą w punktach  $A, C, D$  i  $B$ .

Jeżeli oznaczymy przez  $A, B, C$  i  $D$  ciśnienie na podpory tej belki  $AB$  od jakiegokolwiek siły zewnętrznej, przez  $Z_1, Z_2, Z_3$  i  $Z_4$  siły w zastrzałach przez  $l_1$  i  $l_0$  rozpiętości  $AC = BD$  i  $CD$ , przy czym,  $2l_0 + l_1 = l$ , przez  $h$  wysokość belki  $AA_0$ , przez  $\alpha$  i  $\beta$  kąty pochylenia zastrzałów do poziomu, przez  $l_{z1}, l_{z2}, l_{z3}$  i  $l_{z4}$  długości tych zastrzałów, to z równowagi węzłów  $C$  i  $D$  (fig. 428) możemy napisać:

$$Z_1 \cos \alpha = Z_3 \cos \beta, \quad Z_1 \cos \alpha = Z_2 \cos \beta,$$

$$Z_1 \sin \alpha + Z_3 \sin \beta + C = 0, \quad Z_2 \sin \beta + Z_4 \sin \alpha + D = 0,$$

co daje nam:

$$Z_1 = - \frac{C \cos \beta}{\sin \alpha \cos \beta + \cos \alpha \sin \beta} = - \frac{C \cos \beta}{\sin (\alpha + \beta)},$$

$$Z_2 = - \frac{D \cos \alpha}{\sin \alpha \cos \beta + \cos \alpha \sin \beta} = - \frac{D \cos \alpha}{\sin (\alpha + \beta)},$$

$$Z_3 = - \frac{C \cos \alpha}{\sin \alpha \cos \beta + \cos \alpha \sin \beta} = - \frac{C \cos \alpha}{\sin (\alpha + \beta)},$$

$$Z_4 = - \frac{D \cos \beta}{\sin \alpha \cos \beta + \cos \alpha \sin \beta} = - \frac{D \cos \beta}{\sin (\alpha + \beta)}.$$

Wstawiając na miejsce wielkości trygonometrycznych wielkości geometryczne możemy napisać

$$\left. \begin{aligned} Z_1 &= - \frac{Cl_{z1}(l_1 + l_0)}{hl}, & Z_2 &= - \frac{Dl_{z2}l_1}{hl}, \\ Z_3 &= - \frac{Cl_{z3}l_1}{hl}, & Z_4 &= - \frac{Dl_{z4}(l_1 + l_0)}{hl}, \end{aligned} \right\} \dots (a)$$

Z równowagi węzła  $A$ , rzutując wszystkie siły na oś ściągu, otrzymamy równanie do wyznaczenia siły w ściągu t. j. rozporu  $H$ .

$$Z_1 \cos \alpha + Z_2 \cos \beta + H = 0. \dots (b)$$

Po wstawieniu do wzoru (b) wartości dla  $Z_1$  i  $Z_2$  ze wzorów (a) otrzymamy dla  $H$  znaczenie:  $H = + \frac{l_1(l_1 + l_0)}{hl} (C + D)$ .

Reakcja podpory A, jak dla belki prostej wolno podpartej na dwóch podporach  $A_0$  i  $B_0$  będzie się równała sile w słupku  $A A_0$  więcej składowe pionowe od zastrzałów  $Z_1$  i  $Z_2$ .

$$\text{Zatem } A_0 = A + Z_1 \sin \alpha + Z_2 \sin \beta = A + C \frac{l_1 + l_0}{l} + \frac{D l_0}{l}.$$

Przeto

$$A = A_0 - \frac{1}{l} \left[ C(l_1 + l_0) + D l_0 \right], \quad A_0 = \frac{P(l-x)}{l}, \quad B_0 = \frac{P x}{l}.$$

Tym sposobem otrzymaliśmy wzory dla sił we wszystkich prętach jako pewne funkcje od ciśnienia belki w punktach C i D, t. j. w punktach podparcia zastrzałami. Przeto wszystko sprowadza się do obliczenia wielkości reakcji C i D od obciążenia belki AB. Jeżeli belka AB będzie na podporach C i D rozcięta, to wielkości C i D znajdziemy łatwo, a zatem będziemy mieć siły we wszystkich elementach całego układu.

Przy belkach rozciętych zwykle dajemy  $l_0 = l_1$ .

Dla ogólnych naszych wzorów otrzymalibyśmy linie wpływu pokazane na fig. 429.

Gdybyśmy jednak belkę AB mieli ciągłą, to dla reakcji podpór A, C, D i B w założeniu, że podpory są sztywne i przekrój belki jest jednakowy na całej długości, mielibyśmy

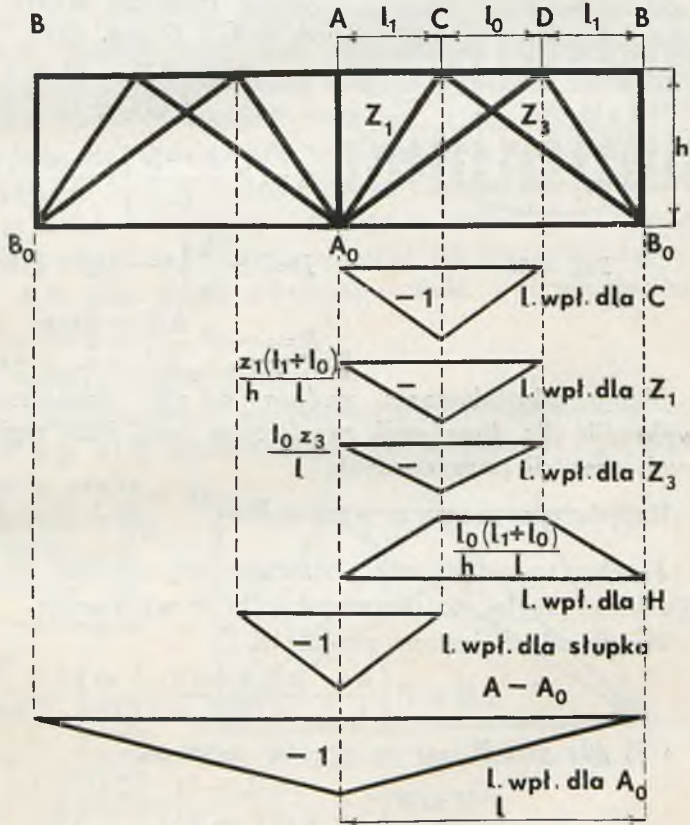


Fig. 429.

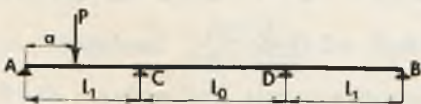


Fig. 430.

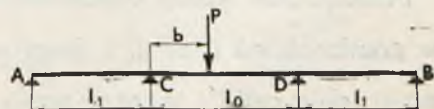


Fig. 431.

następujące wzory przy obciążeniu siłą skupioną  $P$  w przęśle skrajnym (fig. 430) AC w odległości  $a$  od podpory A:



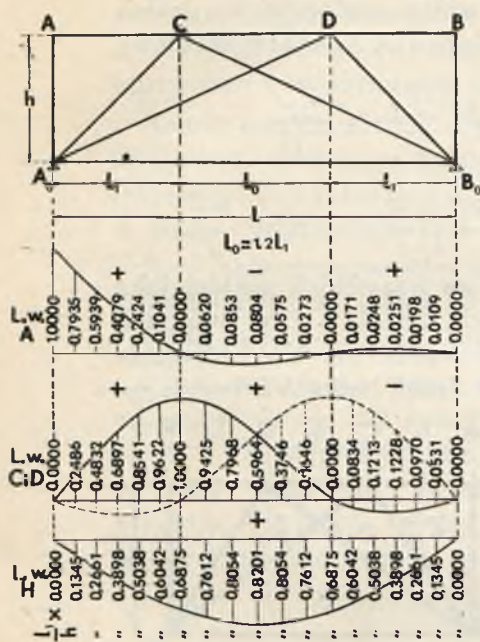


Fig. 432.

$$A = P \frac{l_1 - a}{l_1} \left[ 1 - \frac{2a(l_1 + a)(l_1 + l_0)}{l_1(2l_1 + 3l_0)(2l_1 + l_0)} \right]$$

$$C = P \left[ \frac{a}{l_1} + \frac{a(l_1 - a)(l_1 + a)(2l_0 + l_1)}{l_1^2 l_0 (2l_1 + 3l_0)} \right]$$

$$D = -P \frac{a(l_1 - a)(l_1 + a)(l_1 + l_0)}{l_1^2 l_0 (2l_1 + 3l_0)}$$

$$B = P \frac{a(l_1 - a)(l_1 + a)l_0}{l_1^2 (2l_1 + 3l_0)(2l_1 + l_0)}$$

Dla siły skupionej  $P$  w przęśle środkowym, zaczepionej w odległości  $b$  od podpory  $C$ , otrzymamy poniższe wzory dla reakcji podpór  $A, B, C$  i  $D$  (fig. 431):

$$A = -P \frac{b(l_0 - b)}{l_1(2l_1 + l_0)} \left[ \frac{3l_0 + 4l_1}{2l_1 + 3l_0} - \frac{b}{l_0} \right]$$

$$C = P \frac{l_0 - b}{l_0} \left[ 1 + \frac{b(l_1 + 3l_0)}{l_1(2l_1 + 3l_0)} - \frac{b^2}{l_1 l_0} \right]$$

$$D = P \frac{b}{l_0} \left[ 1 - (l_0 - b) \left( \frac{1}{2l_1 + 3l_0} - \frac{b}{l_1 l_0} \right) \right]$$

$$B = -P \frac{b(l_0 - b)}{2l_1 + l_0} \left[ \frac{2}{2l_1 + 3l_0} + \frac{b}{l_1 l_0} \right]$$

Mając oddziaływanie podpór od siły skupionej, nie trudno będzie wykreślić dla dowolnych przekrojów belki linie wpływu momentów gnących oraz sił poprzecznych.

Rozpór otrzymamy ze wzoru:  $H = \frac{(l_1 + l_0)l_1}{hl} (C + D)$ .

Jeżeli zamiast  $C$  i  $D$  wstawimy ich wartość ze wzorów poprzednich dla belki ciągłej, to otrzymamy dla  $H$  wyrażenie:

1) gdy siła  $P$  jest na przęśle  $A$   $C$ :

$$H = P \left[ \frac{a}{l_1} + \frac{a(l_1 - a)(l_1 + a)}{l_1^2 (2l_1 + 3l_0)} \right] \frac{l_1(l_1 + l_0)}{hl}$$

i 2) gdy siła  $P$  jest na przęśle środkowym:

$$H = P \left[ 1 + \frac{3b(l_0 - b)}{l_1(2l_1 + 3l_0)} \right] \frac{l_1(l_1 + l_0)}{hl}$$

Mnożąc oba wzory odpowiednio przez  $da$  i  $db$  i całkując je, pierwszy w granicach od 0 do  $l_1$  i drugi w granicach od 0 do  $\frac{l_0}{2}$ , następnie sumując obie całki i mnożąc przez dwa, otrzymamy pole linii wpływu dla  $H$ .

Przy  $l_1 = l_0 = l_1 = l'$  dla  $C + D$  i  $H$  otrzymamy następujące wielkości pól linii wpływu:

$$C + D = 2.2l' \quad \text{i} \quad H = \frac{4.4l'^2}{3h} = 1.47 \frac{l'^2}{h}$$



Jeżeli belka  $AB$  jest rozcięta na podporach  $C$  i  $D$ , to pole linii wpływu dla  $H$  równa się  $\frac{4l'^2}{3h}$ . t. j. przy ciągłej belce  $AB$  rozpór otrzymujemy nieco większy, niż przy belce rozciętej na podporach  $C$  i  $D$ .

Ciśnienie na słupki  $AA_0$  i  $BB_0$  otrzymują się większe przy belkach rozciętych, niż przy belkach ciągłych.

W mostach dwuzastrzałowych, przy dość znacznych rozpiętościach belki  $AB$ , jeżeli składa się ona z belki pojedynczej, to zwykle nad jedną z podpór  $C$  lub  $D$  może być rozcięta, jeżeli zaś składa się z dwóch lub trzech belek to zwykle częściowo jest przecięta. Tak względu powyższe jak również i to, że podpory  $C$  i  $D$  nie są stałe, gdyż zastrzały wskutek usychania drzewa, a także wskutek wcięć w punktach podparcia belki obniżają się, co powoduje zmianę wielkości momentów gnących, nie pozwala nam uważać belki  $AB$  jako ciągłej na podporach stałych. W praktyce przeto obliczamy belkę  $AB$  jako rozcięta nad podporami  $C$  i  $D$ . Daje nam to nieco większe momenty gnące niż dla belki ciągłej. Również otrzymują się większe siły w słupkach  $AA_0$  i  $BB_0$ .

Co się tyczy rozporu  $H$  i sił w zastrzałach, to takowe otrzymują się większe przy założeniu belki  $AB$  ciągłej i dlatego ze względu na większą pewność należy siłę  $H$  i siłę w zastrzałach obliczać jak dla belki ciągłej.

Rozpatrując belkę  $AB$  jako ciągłą otrzymamy linie wpływu według fig. 432, 391 i 392 str. 292 i 293.

### § 103. Obliczenie mostów trójszczytowych.

Obliczenie mostów trójszczytowych przeprowadzamy przeważnie w założeniu, że belka  $AB$  (fig. 433), spoczywająca na słupach  $AA_0$  i  $BB_0$  i podparta zastrzałami w punktach  $C$ ,  $D$  i  $E$  jest rozcięta nad podporami  $C$ ,  $D$  i  $E$ . Obliczenie przy tym założeniu niczym się nie będzie różniło od obliczenia belki dwuzastrzałowej.

Jeżeli siły w zastrzałach oznaczymy przez  $Z_1$ ,  $Z_2$  i  $Z_3$ , przez  $H$  rozpór i przez  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$  pochylenie zastrzałów do poziomu, przez  $l$  rozpiętości belek  $AC$ ,  $CD$ ,  $DE$  i  $EB$ , to otrzymamy:

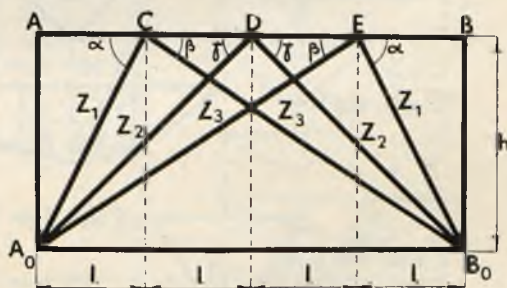


Fig. 433.

$$Z_1 = -C \frac{\cos \beta}{\sin (\alpha + \beta)}, \quad Z_2 = -D \frac{1}{2 \sin \gamma}, \quad Z_3 = -E \frac{\cos \alpha}{\sin (\alpha + \beta)}$$

$$H = Z_1 \cos \alpha + Z_2 \cos \gamma + Z_3 \cos \beta.$$

Jeżeli zamiast wielkości trygonometrycznych podstawimy ich znaczenia geometryczne, przy tym długości zastrzałów odpowiednio oznaczymy przez  $l_1$ ,  $l_2$  i  $l_3$ , to otrzymamy następujące wzory:

$$Z_1 = -C \frac{3l_1}{4h}, \quad Z_2 = -D \frac{l_2}{2h}, \quad Z_3 = -E \frac{l_3}{4h},$$

$$H = \frac{3}{4} C \frac{l}{h} + D \frac{l}{h} + E \frac{l}{h} = \frac{l}{4h} (3C + 4D + 3E).$$

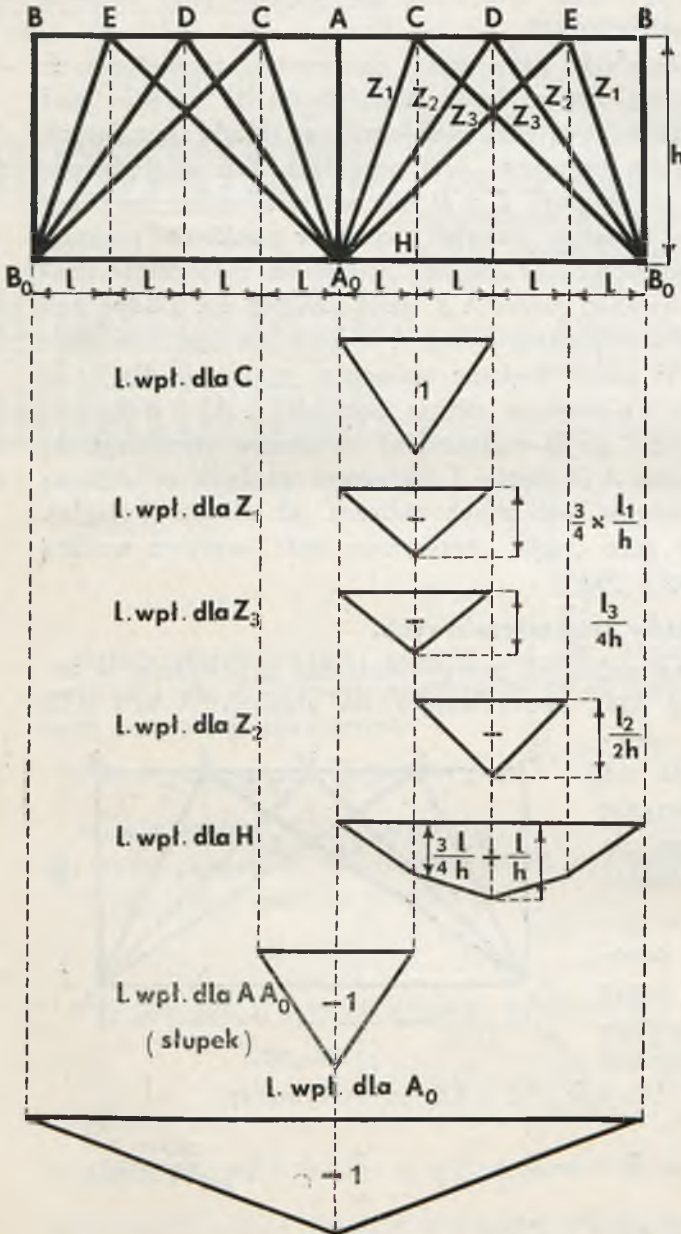


Fig. 434.

Odpowiednio do wyżej napisanych wzorów linie wpływu przyjmą postać pokazaną na fig. 434.

§ 104. Obliczenie mostów dwuzastrzałowych ze słupkiem.

Jak w układzie trójkątastrzałowym tak i w tym układzie założymy, że belka nad punktami podparcia C, D i E jest rozcięta na cztery równe części (fig. 435). Jeżeli oznaczymy przez Z<sub>1</sub> i Z<sub>4</sub> siły w zastrzałach krótkich, przez Z<sub>2</sub> i Z<sub>3</sub> siły w dolnych końcach zastrzałów długich, przez Z'<sub>2</sub> i Z'<sub>3</sub> siły w górnych końcach zastrzałów długich, przez α, β kąty pochylenia zastrzałów do poziomu, przez h wysokość dźwigara i przez h' wysokość słupka DF, przez l<sub>1</sub> i l<sub>2</sub> długości całkowite zastrzałów A<sub>0</sub>C i A<sub>0</sub>E, to możemy napisać

$$Z_1 = -C \frac{\cos \beta}{\sin (\alpha + \beta)},$$

$$Z'_3 = -C \frac{\cos \alpha}{\sin (\alpha + \beta)}.$$

$$Z_3 = -D \frac{1}{2 \sin \beta} - C \frac{\cos \alpha}{\sin (\alpha + \beta)}, \quad Z_2 = -E \frac{\cos \alpha}{\sin (\alpha + \beta)} - D \frac{1}{2 \sin \beta},$$

$$H = Z_1 \cos \alpha + Z_2 \cos \beta.$$



Wstawiając zaś zamiast wielkości trygonometrycznych ich wartości geometryczne, otrzymamy następujące wzory:

$$Z_1 = -C \frac{l_1}{h}, \quad Z'_3 = -C \frac{l_3}{4h}, \quad Z_3 = -(C + 2D) \frac{l_3}{4h}, \quad Z_2 = -(E + 2D) \frac{l_2}{4h},$$

$$Z'_2 = -E \frac{l_2}{4h}, \quad H = \frac{3}{4}(C + E) \frac{l}{h} + \frac{3}{2} D \frac{l}{h}.$$

Linie wpływu, zbudowane na zasadzie powyższych wzorów, są pokazane na fig. 436.

Mając siły w zastrzałach  $Z$  oraz w ściągu  $H$ , nie trudno nadać tym prętom należyte przekroje przy danych dopuszczalnych naprężeniach. Ponieważ zastrzały i słupki są ściskane, przeto należy mieć na uwadze możliwość ich wyboczenia.

Naprężenia otrzymamy ze wzoru  $k_c = \frac{Z}{\varphi F}$ ,

gdzie  $\varphi = \frac{1}{1 + 0,00016 \frac{Fl^2}{I}}$

w którym to wzorze  $I$  jest najmniejszy moment bezwładności przekroju pręta ściskanego, zaś  $l$  jego długość wybachalna.

Przy długich zastrzałach powinno się nadto uwzględniać dodatkowe naprężenie od ugięcia się zastrzału od ciężaru własnego.

Ściąg jest rozciągany siłą od rozporu  $H$ , oraz zginany wskutek ciężaru własnego, przeto naprężenie w ściągu otrzymamy ze wzoru:

$$\sigma_r = \frac{H}{F} + \frac{M}{W}$$

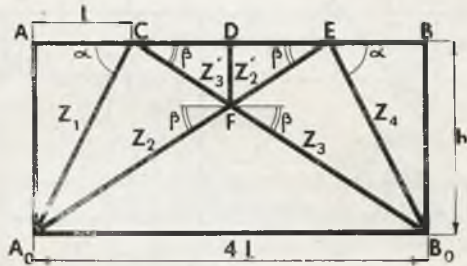


Fig. 435.

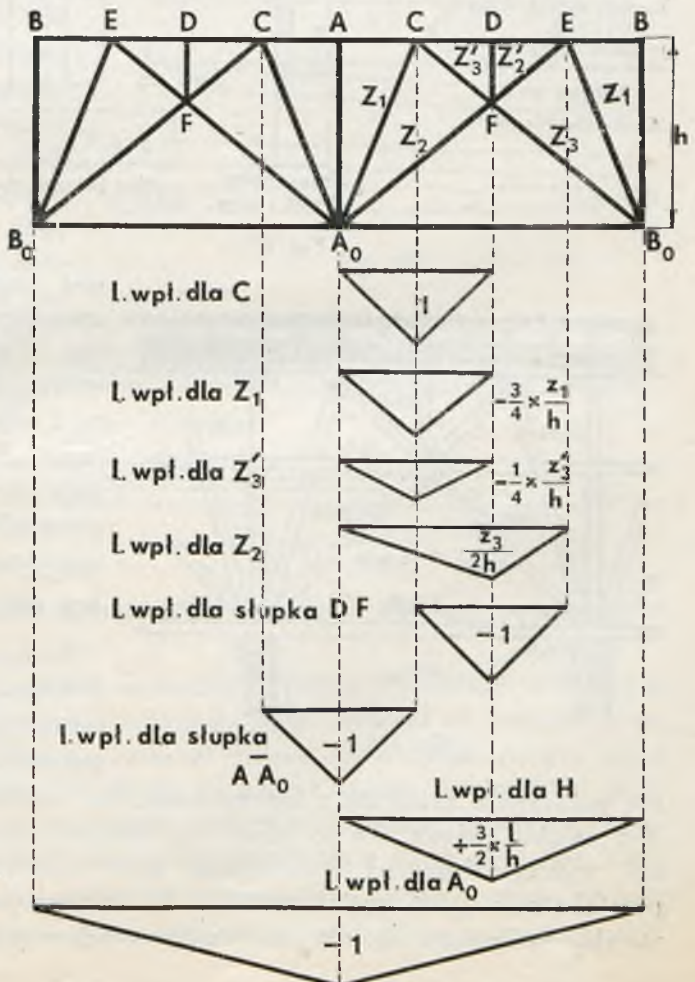


Fig. 436.



jeżeli przez  $M$  oznaczymy moment gnący od ciężaru własnego w ściąg. Stosownie do sił panujących połączenia prętów powinny być tak wykonane, by każdy pręt mógł przekazać swą siłę w odpowiednim węzle

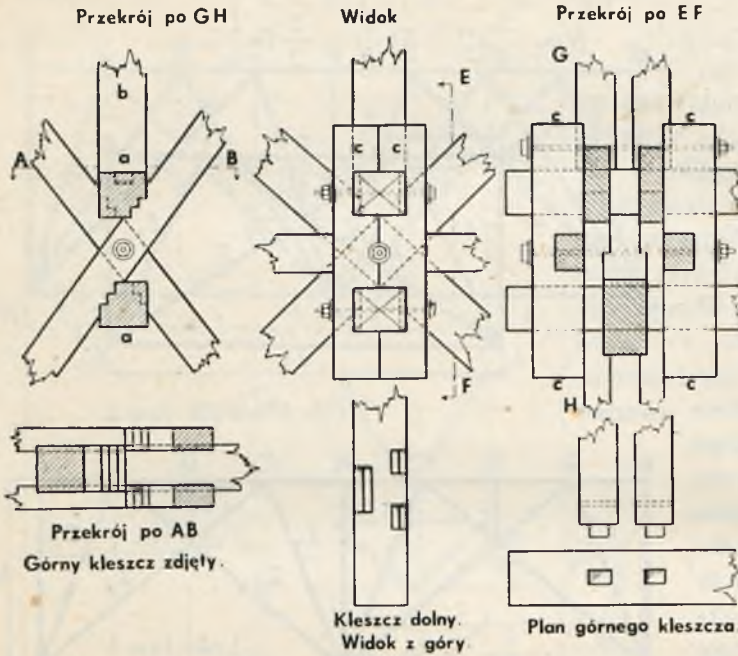


Fig. 437.

przez odpowiednie wcięcia.

Połączenie słupka z zastrzałami pokazane jest na fig. 437, zaś połączenie jego z belką przy pomocy oczepu na fig. 438.

Jak widać z tego połączenia, zastrzały w miejscu ich skrzyżowania ujęte są w kleszcze z odpowiednimi wcięciami, by kleszcze te nie mogły się przesunąć pionowo

pod naciskiem słupka  $b$  i tym sposobem nie mogły giąć zastrzałów. Kleszcze poziome są ujęte w dwustronne kleszcze pionowe  $cc$  i odpowiednio ściągnięte śrubami. Przy oddawaniu sił mimośrodowo należy oczywiście uwzględniać powstający od tego mimośrodu moment gnący.

### § 105. Zastrzały.

Zastrzały mogą być robione z drzewa okrągłego lub o przekroju prostokątnym. Przekrój prostokątny daje znacznie prostsze

połączenia zastrzału z innymi częściami mostu, niż przekrój okrągły. Ten ostatni jednak ma te zalety, że zastrzały jako ściskane mają większą wytrzymałość na wyboczenie przy przekroju okrągłym niż przy prostokątnym, gdyż współczynnik  $E$  dla drzewa jest znacznie większy dla warstw zewnętrznych, niż dla warstw środkowych,

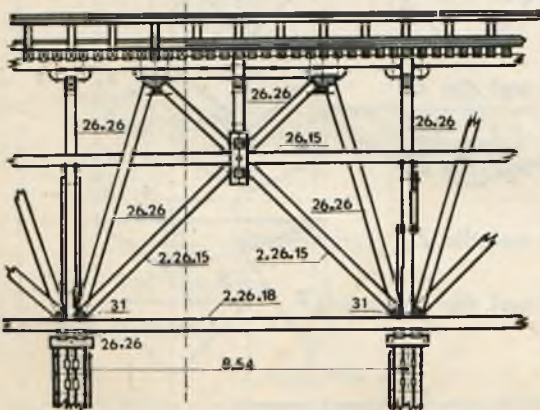


Fig. 438.

Poszczególne zastrzały w mostach jedno lub wielozastrzałowych mogą być robione z jednego lub dwóch bierwion lub bali.

Pojedyncze zastrzały robią się zwykle z drzewa okrągłego o średnicy  $d = 27 \text{ cm} \div 31 \text{ cm}$ , zaś z drzewa prostokątnego o wymiarach  $20 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}$  do  $30 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$ . Oczywiście nie znaczy to, że przekrój ich jest zawsze kwadratowy, może być prostokątny o bokach niejednakowych.

Zastrzały, składające się z dwóch bierwion lub bali, mogą być skonstruowane tak, że jeden bal położony jest obok drugiego w dotyk i wtedy są zazwyczaj ściągnięte na końcach śrubami, aby stanowiły jakby jedną całość (fig. 439), lub mogą być położone w pewnej jednakowej odległości jeden od drugiego, tak aby w luzie pomiędzy balami lub bierwionami mógł się zmieścić zastrzał przeciwny; bale, tworzące dany zastrzał, mogą w jednym końcu, zwykle górnym, być położone w dotyk jeden do drugiego i dociągnięte śrubą, w dolnym zaś końcu bale te mogą się rozchodzić do odległości około  $15 \text{ cm}$  do  $20 \text{ cm}$  tak, że pomiędzy tymi balami może przejść z niewielkim wcięciem zastrzał przeciwny (fig. 440).

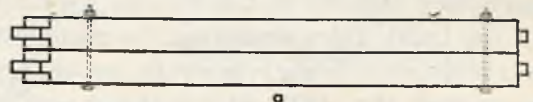


Fig. 439.

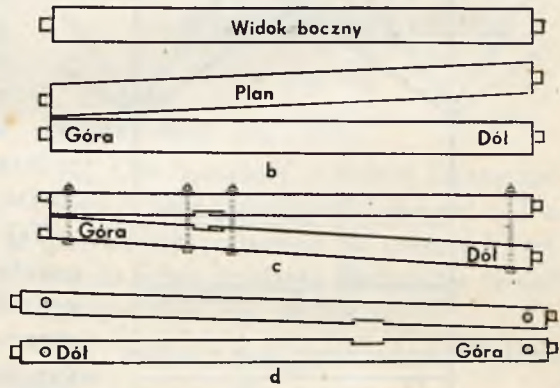


Fig. 440.

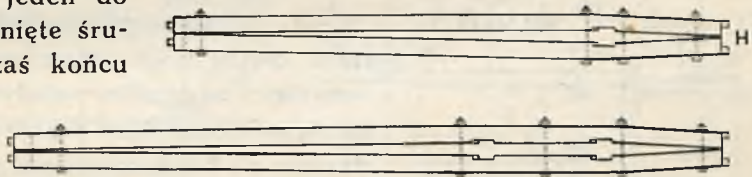


Fig. 441.

Wreszcie mogą być stosowane zastrzały podwójne o kształcie oseekowym (fig. 441). Wtedy oba elementy, tworzące jeden zastrzał są połączone na końcach śrubami tak, że jeden element dotyka do drugiego, zaś pośrodku tworzy się szczelina około  $10 \text{ cm}$  do  $12 \text{ cm}$  szerokości, przez którą przy niewielkich wycięciach w zastrzałach podwójnych można pomieścić, również wcinając nieco zastrzał pojedynczy krzyżujący się z nimi (fig. 441).

Co się tyczy ilości zastrzałów na szerokości mostów, to ilość ich odpowiada ilości belek, gdyż zawsze pod każdą belką dajemy zastrzały.



### § 106. Układ zastrzałów.

W mostach jednozastrzałowych układ zastrzałów jest nader prosty. Zastrzały tutaj nie krzyżują się, przeto nic nie stoi na przeszkodzie, aby osie zastrzałów, schodzących się w punkcie podparcia belki, leżały w jednej płaszczyźnie.

W mostach dwu i wielozastrzałowych zastrzały się krzyżują, przeto, gdybyśmy stawiali je tak, by osie ich leżały w jednej płaszczyźnie pionowej na osi belki, którą wspierają, to musielibyśmy wcinać je w pół ich grubości w miejscach ich skrzyżowania, co znacznie osłabiłoby przekroje wciętych zastrzałów (fig. 442). Aby uniknąć wcięć, możemy zsunąć krzyżujące się

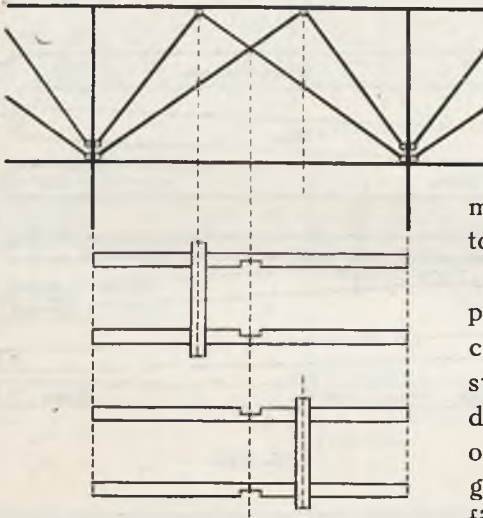


Fig. 442.

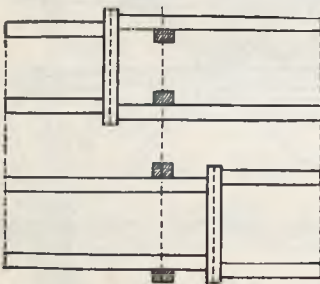


Fig. 443.

zastrzały tak, aby jeden mijał drugi. Wtedy jednak osie każdego z krzyżujących się zastrzałów ze swoim odpowiednio krótkim zastrzałem nie mogą leżeć w jednej płaszczyźnie pionowej, lecz muszą być odpowiednio zsunięte, jak to jest pokazane na fig. 443.

Takie przesunięcie daje belce podparcie nie osiowe, lecz z mimośrodem, co nie należy do zalet ustroju. Następnie dolne końce zastrzałów zachodzą jeden na drugi, co komplikuje ich oparcie i wymaga zamocowania każdego z nich na różnych poziomach (patrz fig. 442).

Z wyżej wskazanych względów w mostach dwu i wielozastrzałowych nie robimy wszystkich zastrzałów pojedynczych, lecz kombinujemy pojedyncze z podwójnymi, przy tym staramy się tak kombinować podwójne i pojedyncze zastrzały, aby dolne końce ich mogły być wsparte na jednym poziomie.

Zadość uczynić ostatniemu warunkowi możemy różnymi sposobami.

1) Jedną parę zastrzałów dajemy pojedynczą, drugą zaś podwójną. Wtedy długi zastrzał pojedynczy przechodzi pomiędzy podwójnym krzyżującym się zastrzałem (fig. 444 a i b).

2) Obie pary zastrzałów dajemy podwójne, przesuwając jedną parę względem drugiej na grubość zastrzału (fig. 445).

W obydwóch powyższych przypadkach dolne końce zastrzałów mogą być wsparte na jednym poziomie.



Podpierając końce zastrzałów na różnych wysokościach, możemy wytworzyć następujące kombinacje.

1) Krótkie zastrzały wyznaczyć pojedyncze długie zaś, jako więcej pracujące podwójne, przy tym oczywiście długie, krzyżujące się zastrzały, muszą być przesunięte jeden względem drugiego na grubość bali tworzących

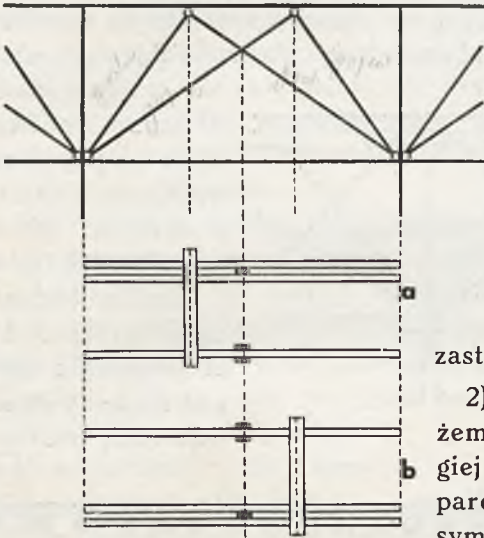


Fig. 444 a, b.

końce muszą być wsparte na różnych poziomach, co zresztą jest nawet po-

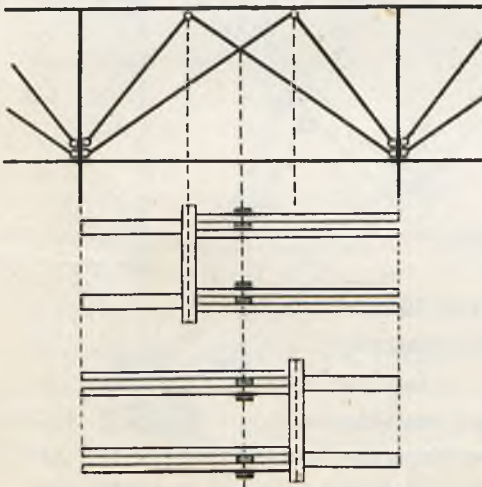


Fig. 446.

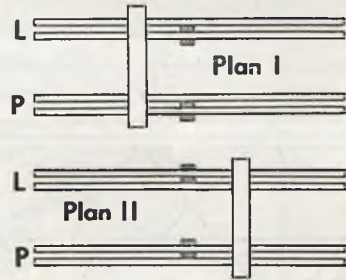


Fig. 445.

zastrzał długi (fig. 446).

2) Oba zastrzały z jednej strony możemy zrobić pojedyncze, oba zaś z drugiej strony podwójne. W punktach podparcia belek działanie zastrzałów będzie symetryczne (fig. 447).

W mostach wielozastrzałowych dolne

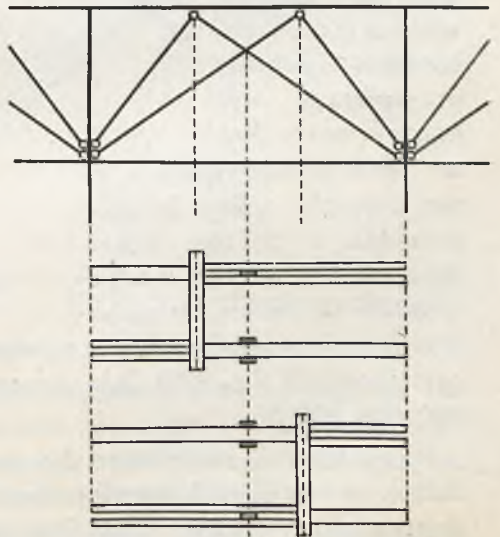


Fig. 447.

niekąd wskazane, gdyż od zastrzałów otrzymuje się dość znaczne ciśnienie, przeto wspieranie ich na jednej poduszce-stopce byłoby<sup>o</sup> połączone ze znacznymi trudnościami. Poduszki musiałyby być głęboko wcięte w pale.

W ustroju trójzastrzałowym moglibyśmy zrobić zastrzały środkowe: jeden pojedynczy, drugi podwójny; zastrzały długie boczne, jeden pojedynczy, drugi podwójny, zaś zastrzały krótkie albo oba pojedyncze, albo oba podwójne.

Długie zastrzały, by zabezpieczyć je od możliwego wyboczenia, a także by zmniejszyć drgania, które szkodliwie odbijają się na połączeniach ich końców, powinno się usztywniać przy pomocy specjalnych tężników w postaci kleszczy pojedynczych ukośnych w płaszczyźnie zastrzałów

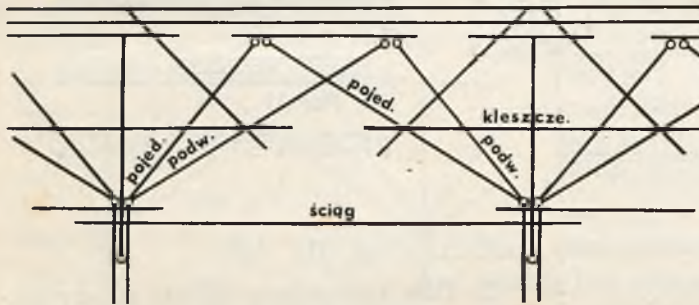


Fig. 448.

lub też za pomocą kleszczy podłużnych lub poprzecznych, oraz kleszczy pochyłych wiszących (fig. 448 i 449).

Zamiast oddzielnych zastrzałów stawianych na miejscu, możemy stosować ramy zastrza-

łowe, które mogą być wykonane w całości na brzegu wskutek czego dają możliwość postawić większą liczbę robotników i znacznie przyspieszyć wykonanie mostu. Ramy takie przedstawiają te same zastrzały, wcięte do oczepów tak w dolnym końcu, jako też i w górnym z odpowiednim stężeniem, by zachować kształt ramy. Stężenia te są w postaci kleszczy ukośnych (fig. 450), lub w postaci zastrzałów (fig. 450 b).

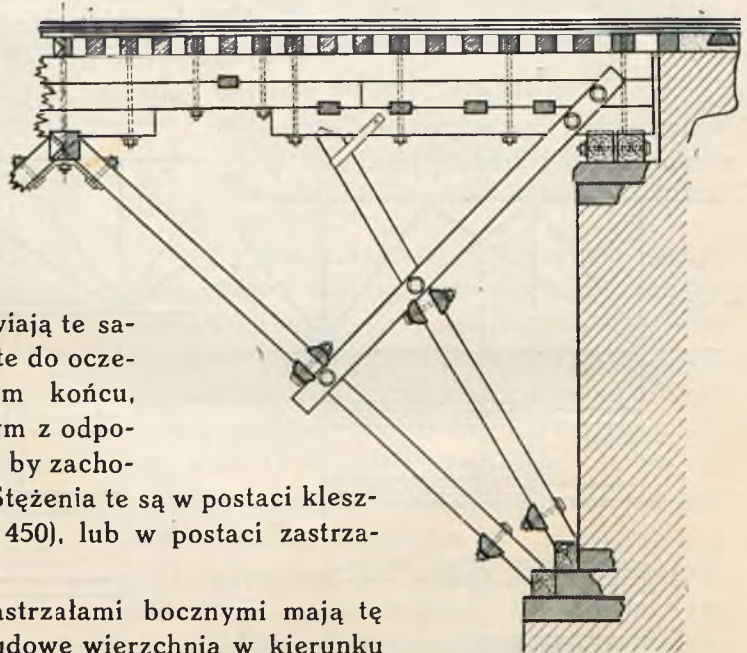


Fig. 449.

Ramy takie z zastrzałami bocznymi mają tę zaletę, że stężą budowę wierzchnią w kierunku poprzecznym mostu, most jest stateczniejszy przy działaniu sił poziomych jak to: parcie wiatru, boczne uderzenia parowozu, lub siły odśrodkowej w razie, jeżeli most położony jest w krzywej. Przy tych jednak zaletach mają tę wadę, że czasami przy jednostronnym obciążeniu mostu zastrzały skręcają podpory.



### § 107. Połączenie zastrzałów z podporami drewnianymi.

Mamy kilka zasadniczych sposobów połączeń zastrzałów z podporami palowymi.

1) Najprostsze połączenie zastrzałów z palami będzie bezpośrednie wcięcie zastrzału w pal, jak to jest pokazane na fig. 451. Jednak tego rodzaju połączenie nadaje się tylko przy niewielkich siłach panujących w zastrzałach. Przy dużych siłach wcięcie musiałoby być dość głębokie, aby naprężenie we wcięciu nie przekraczało granic dozwolonych i z tego powodu pale musiałoby być znacznie osłabione, co nie jest wskazane.

Aby również zbytnio nie osłabić pali przez wcięcie zastrzału w pal zębem pojedynczym lub podwójnym, nie dajemy czopa zabezpieczającego zastrzał od przesunięcia bocznego, lecz uniemożliwiamy to przesunięcie przez kleszcze podłużne lub też przez ściągi, które w danym razie mogą odgrywać jednocześnie rolę kleszczy podłużnych (fig. 452).

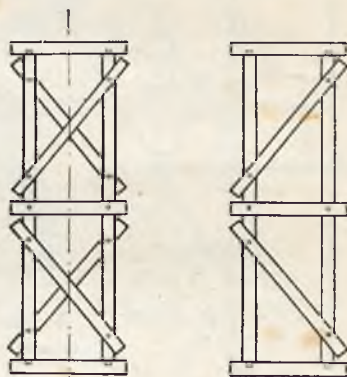


Fig. 450 a.

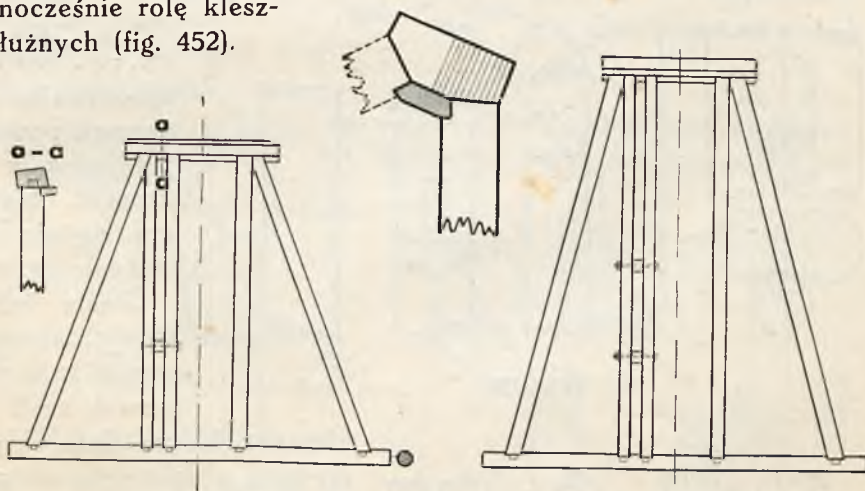


Fig. 450 b.

2) Zastrzały opierają się bezpośrednio w głowice pali, ściętych na poziomie dolnych końców zastrzałów. Sposób ten może być używany tylko wtedy, gdy słupy podpory składają się z kilku pali pod każdy dźwigar i nie mniej niż z dwóch przy stosowaniu słupów piramidalnych.

Jak widać z fig. 453, zastrzał spoczywa bezpośrednio na palu ściętym i jest wcięty na czop w wyżej idący pal środkowy.

Oparcie w ten sposób zastrzału jest dość silne, lecz drogie, gdyż wymaga specjalnych dodatkowych pali.

Tego samego charakteru podparcie zastrzału otrzymamy, przytwierdzając



krótkie przystawki do pali, połączone z nimi klinami i śrubami. Zamiast klinów przystawki mogą być połączone z palami zębami i śrubami. Podparcie zastrzałów na przystawkach pokazane jest na fig. 454 a i b.

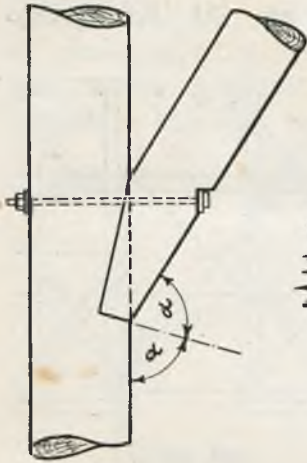


Fig. 451.

By zastrzały nie mogły się zsuwać z głowic przystawek, są one postawione na trzpienie i dolne ich końce są objęte ponadto kleszczami podłużnymi.

2) Stawiając na poziomie dolnych końców zastrzałów kleszcze poprzeczne, możemy oprzeć zastrzały o te kleszcze (fig. 455).

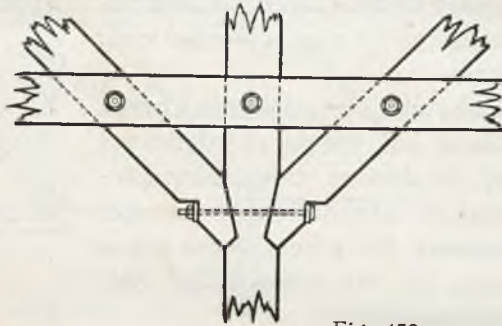


Fig. 452.

Kleszcze wtedy powinny być odpowiednio wcięte w pale tak, aby były w stanie oddać pionową składową przez wcięcie

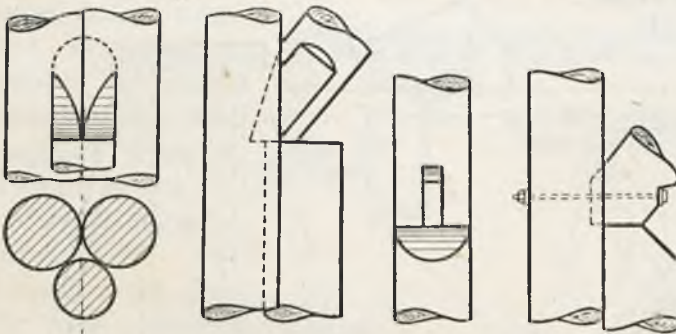


Fig. 453.

na pale, zastrzał zaś, spoczywając na kleszczach, powinien być połączony z palem czopem niewielkim, aby zbytnio nie osłabiał pala (fig. 455 i 456).

Często jednak łączymy zastrzały z podporami za pomocą poduszek, czyli również

kleszczy, które jednak są podtrzymywane z dołu jeszcze za pomocą jakichkolwiek innych prętów, a nie tylko trzymają się na wcięciu ich w pale.

Ponieważ ciśnienie na poduszki jest prostopadłe do włókien, przeto poduszki robią się przeważnie z drzewa twardego.

Przy stosowaniu poduszek zastrzały mogą być bezpośrednio stawiane na nie. Zastrzały wtedy ściśnamy normalnie do ich osi i w po-

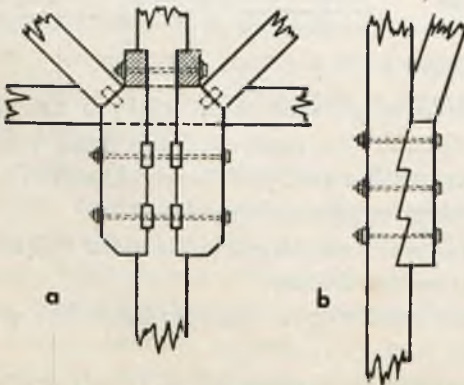


Fig. 454 a i b.

duższe robimy wycięcie również normalne do osi zastrzału. W tym jednak przypadku musimy zabezpieczyć zastrzał od przesunięć za pomocą specjalnych trzpieni stalowych lub klamer (fig. 457).

Koniec zastrzału można również pozbawić możliwości przesuwania się przez stosowanie czopa, wpuszczonego w odpowiednie gniazdo do poduszki. Wymiary czopa robimy wtedy  $7\text{ cm} \times 10\text{ cm}$  do  $8\text{ cm} \times 12\text{ cm}$  przy długości  $5\text{ cm}$  do  $7\text{ cm}$ . Zamiast czopów prostokątnych w celu odwodnienia można robić czopy formy trapezowej, (fig. 458), co daje wodzie możliwość ściekania z gniazda czopa.

Koniec zastrzału ścięty jest dwiema płaszczyznami zwykle pod kątem prostym lub bliskim do kąta proste-

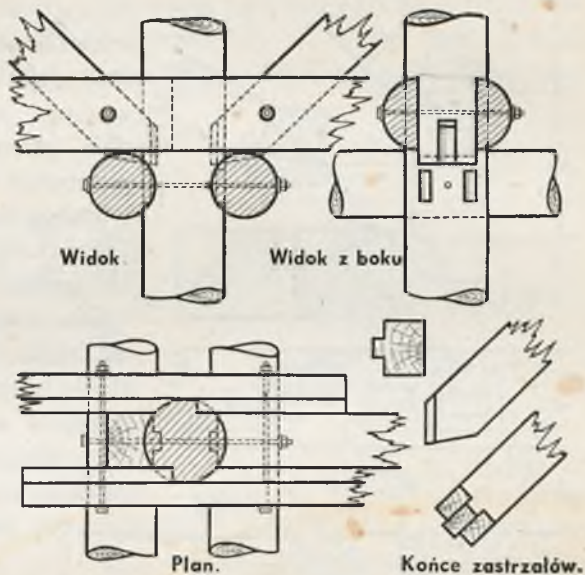


Fig. 455.

go. Jedna z tych płaszczyzn spoczywa na poduszce, druga zaś, opierająca się

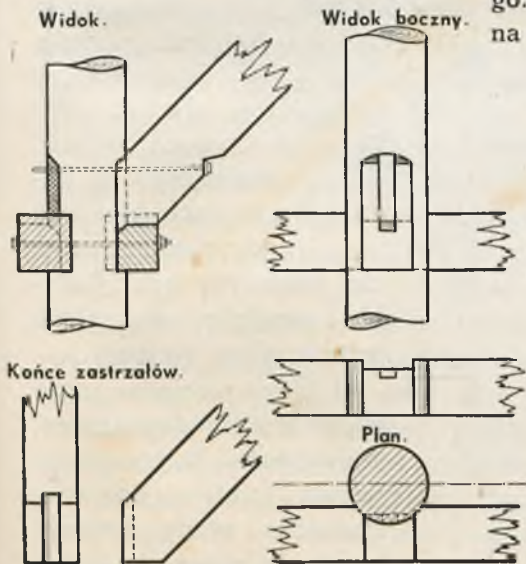


Fig. 456.

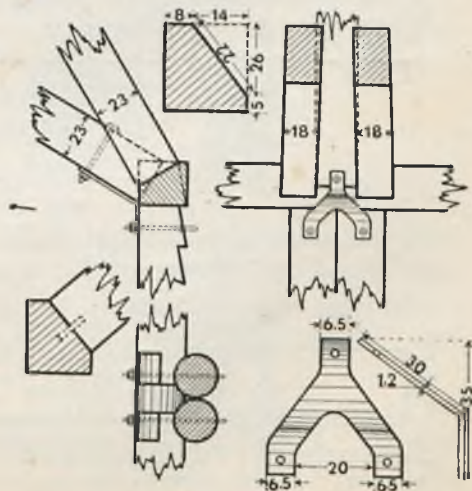


Fig. 457.

o słup podpory (fig. 455), może mieć czop wpuszczony w odpowiednie gniazdo słupa, aby zapobiec przesuwaniu się zastrzału.

Jeżeli kleszcze podłużne (ściągi), położone są nad poduszkami, to



zastrzał może nie mieć czopa, gdyż w tym przypadku kleszcze pozbawiają koniec zastrzału wolności ruchu wzdłuż poduszki (fig. 459).

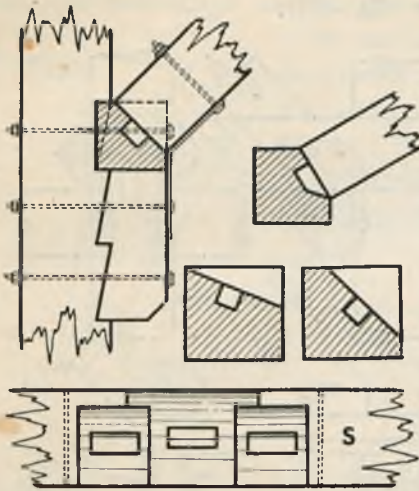


Fig. 458.

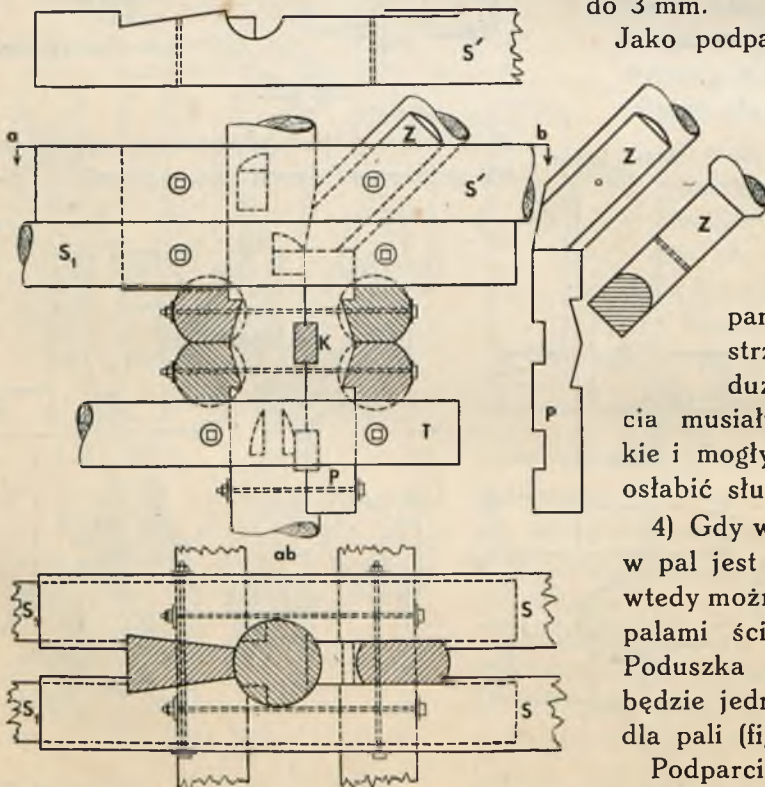


Fig. 459.

Ścinanie końców zastrzałów schodkowo z wytworzeniem odpowiedniego schodkowego wcięcia w poduszce (fig. 460) daje stosunkowo proste połączenie, wymaga jednak dokładnej roboty, aby obie płaszczyzny mogły równomiernie pracować na docisk zastrzałów.

Zaletą tego wcięcia jest to, że zastrzał dobrze się trzyma na poduszce i z niej nie spada.

Dla równomiernego rozkładu ciśnienia zastrzału na poduszkę oraz dla usunięcia możliwości wżerania się włókien zastrzałów we włókna poduszek można kłaść pomiędzy zastrzałem a poduszką stalowe przekładki z blachy grubości 2 mm do 3 mm.

Jako podparcie dla poduszek może być odpowiednie wcięcie w palach podpór, lecz tylko przy niezbyt dużych siłach,

panujących w zastrzałach, gdyż przy dużych siłach wcięcia musiałyby być głębokie i mogłyby zbyt silnie osłabić słupy podpory.

4) Gdy wcięcie poduszki w pal jest niedostateczne, wtedy można ją podeprzeć palami ściętymi poziomo.

Poduszka wtedy tworzyć będzie jednocześnie oczep dla pali (fig. 461 i 462).

Podparcie to jest jednak kosztowne, gdyż wymaga dodatkowych pali, i dlatego

też powinno się stosować tylko w wyjątkowych przypadkach, gdy inne wykonanie nasuwa większe trudności.



Na fig. 463 końce zastrzałów oparte są na poduszkach, które spoczywają na głowicach pali ściętych na poziomie górnych krawędzi ściągów. Słup podpory, jak widać z rysunku, jest tutaj piramidalny: z czterech pali pod poduszkami ma dwa słupy, połączone z palami klinami  $K$  i śrubami. Ściąg obejmuje kleszcze poprzeczne i przez nie przenoszą swe ciśnienie na boki pali. Na poziomie dolnego końca słupa dane są kleszcze potrójne

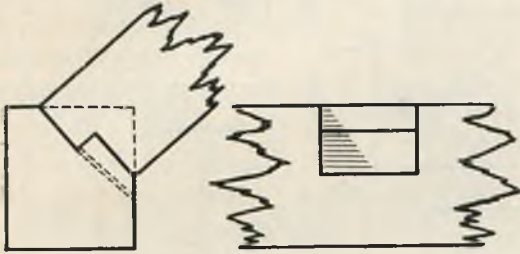


Fig. 460.

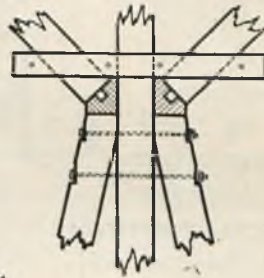


Fig. 461.

poprzeczne  $E$  i kleszcz pojedynczy podłużny  $M$  w postaci jakby rozpórki, by śruby umieszczone w tym końcu nie zbliżały pali i słupów do siebie.

5) Zamiast ściętych pali można dać krótkie przystawki, połączone z palami zębami lub klinami i śrubami (fig. 454, 459 i 466), wtedy pionowa składowa siła zastrzału przenosi się na pal przez zęby i kliny, które na tę siłę powinny być obliczone.

Aby zastrzały dolnymi swymi końcami nie mogły się zsuwać ze swych miejsc należy dawać trzpienie, obejmować pal i końce zastrzałów specjalnymi kleszczami, jak to widać z fig. 454 a, 455, 457, 458 i 459 lub kleszczami podłużnymi. Z fig. 459 widzimy, że przystawka połączona jest z palem dwoma klinami, na głowicy przystawki spoczywa zastrzał, którego końce obejmują ściągi w postaci kleszczy. Pod ściągami dane są kleszcze poprzeczne obejmujące pal i przystawkę, nadto pod kleszczami poprzecznymi dane są kleszcze podłużne, gdyż podpora jest podwójna.

Podobne połączenie mamy również na fig. 466. Podporą ma słupy składające się z czterech pali rozstawionych tak, aby można było pomiędzy nimi umieścić kleszcze. Poduszki, które podtrzymują końce zastrzałów mostu dwuzastrzałowego częściowo są wcięte w pale i oprócz tego wspierają się na głowice przystawek wciętych na trzy zęby w pale.

Ściąg pojedyncze przechodzą pomiędzy palami i również tak są wcięte w pale, że mogą przekazywać siły na pal nie tylko poziomo lecz również i pionowo. Ponieważ poduszki leżą nie tylko na przystawkach, lecz i na

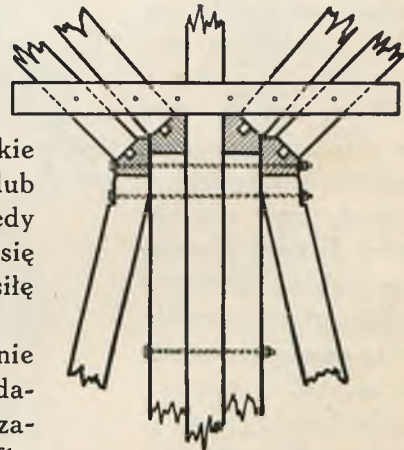


Fig. 462.

ściągach, przeto siła pionowa od zastrzałów przenosi się na słupy podpory częściowo i przez wcięcie ściągów.

6) Można stosować kombinacje ze ściętych pali oraz przystawek przy poduszkach podwójnych na różnych poziomach.

Na fig. 467 pokazany jest węzeł podporowy mostu trójzastrzałowego. Filar podwójny posiada słupy składające się każdy poniżej podparcia zastrzałów z czterech pali, z których dwa są ścięte na poziomie dolnych krawędzi poduszek, dwa zaś idą dalej do góry. Pomiędzy palami, które w kierunku osi mostu mają pewną odległość w świetle, wstawione są dwaklocki *K* o przekroju prostokątnym, których koniec dolny częściowo opiera się

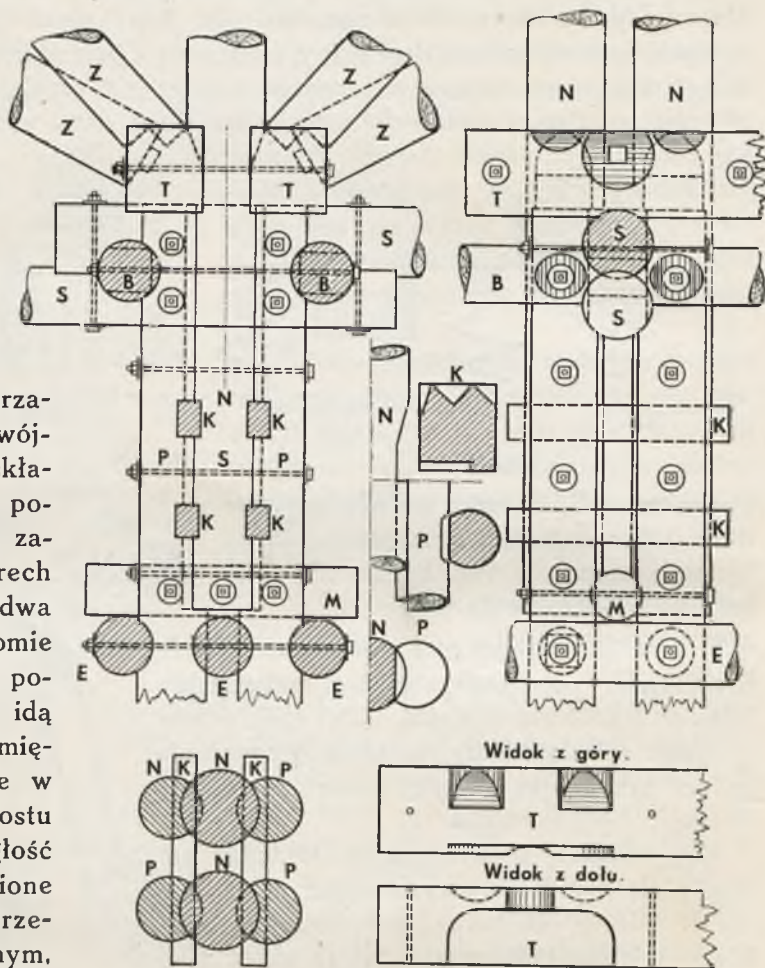


Fig. 463.

na wcięciu pala, częściowo zaś podtrzymują je cztery kliny.

Na głowice pali ściętych nasadzona jest krótka poduszka *R* na czopy, również na głowicach klocków nasadzona jest na czop krótka poduszka *Q*. Obie poduszki na końcach swych mają czopy, które wchodzi w odpowiednie gniazda wybrane w ściągach, obejmujących te poduszki. Nad i pod ściągami dane są kleszcze poprzeczne. Jak

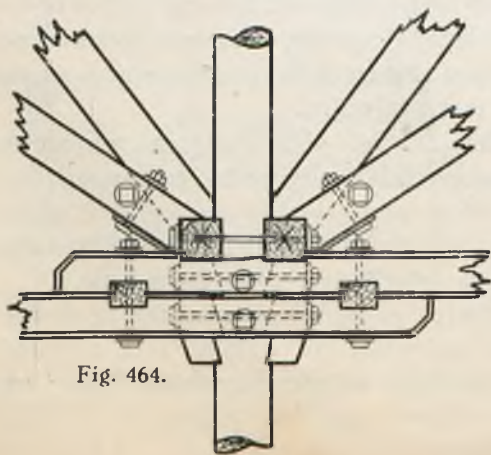


Fig. 464.



widać z rysunku most jest trójzastrzałowy: dwa zastrzały dolne opierają się w poduszki krótkie, górny zaś zastrzał ścięty pod kątem prostym opiera się częściowo w kleszcz poprzeczny, częściowo bezpośrednio w słup podpory, z wcięciem na czop; wszystko jest odpowiednio ściągnięte śrubami, co widać z rysunku.

7) Jako podtrzymanie poduszki może służyć ściąg wcięty w pal. Będzie on częściowo przenosił ciśnienie na pal od zastrzału.

Mówimy tu częściowo, gdyż wcięcie ściągu w pale podpór jest zwykle nie głębokie, przeto i przejście siły od poduszki przez ściąg może być nie duże. Poduszka zwykle w tym przypadku jest jeszcze wcięta również w słupy podpory lub jest podparta innym sposobem, np. ściąg leży na kleszczach poprzecznych i te ostatnie mogą jeszcze być podparte kleszczami podłużnymi (fig. 468). Tym sposo-

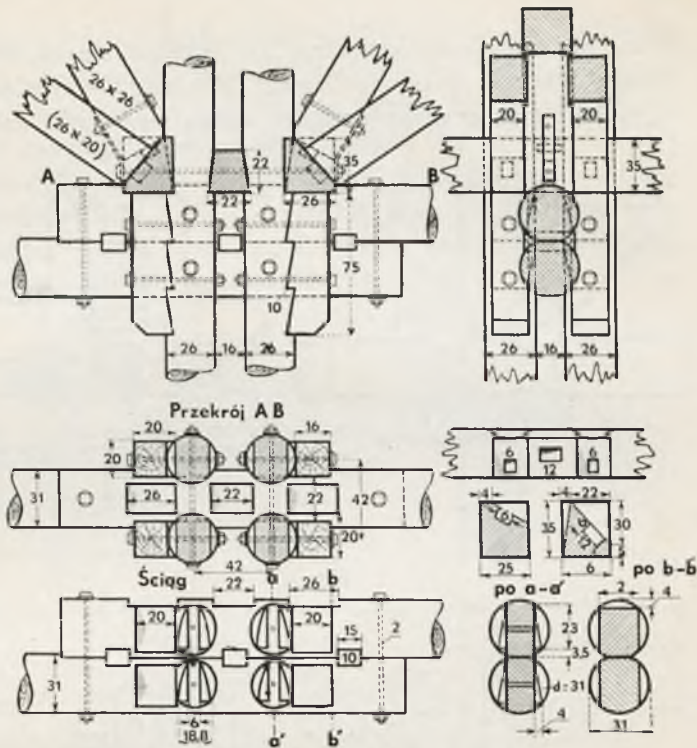


Fig. 466.

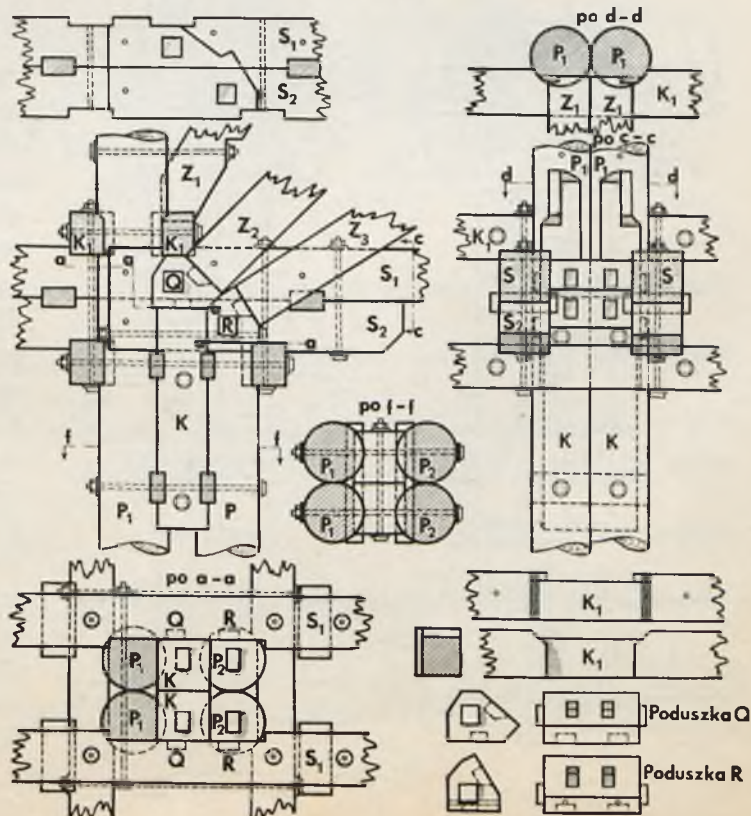


Fig. 467.



bem pionowy nacisk zastrzałów oddaje się na wcięcia w pal poduszek, ściąg i kleszczy poprzecznych. Ponieważ wcięcia te są w różnych poziomach, przeto słupy podpory mogą być mało osłabione.

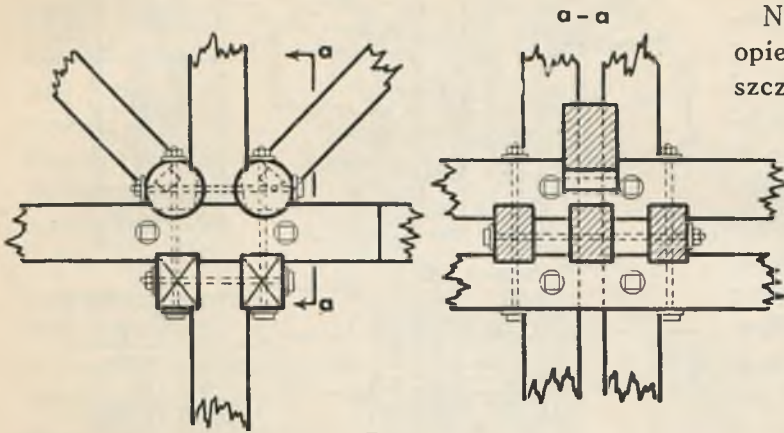


Fig. 468.

Na fig. 469 zastrzały opierają się na kleszczach poprzecznych

P, które spoczywają na ściągach S. Te ostatnie zaś leżą na oczepach B pali C. Pod oczepami dane są kleszcze podłużne K. Podpora jest piramidalna; z czterech

pali C przechodzi na dwa słupy A, które są połączone klinami z palami. Konstrukcja ta, jak widać z fig. 469, wymaga dużo śrub,

### § 108. Ściąg.

Ponieważ mosty zastrzałowe należą do mostów rozporowych, zaś podpory drewniane zwykle nie są dość silne, aby mogły dostatecznie przeciwdziałać rozporowi, przeto dla uniknięcia parcia poziomego na podpory zwykle stosujemy ściąg, które przejmują na się to parcie poziome. Tylko w mostach drogowych, w których na ogół obciążenie poszczególnych przęseł ciężarem ruchomym jest mniej więcej jednakowe i różnica obciążeń

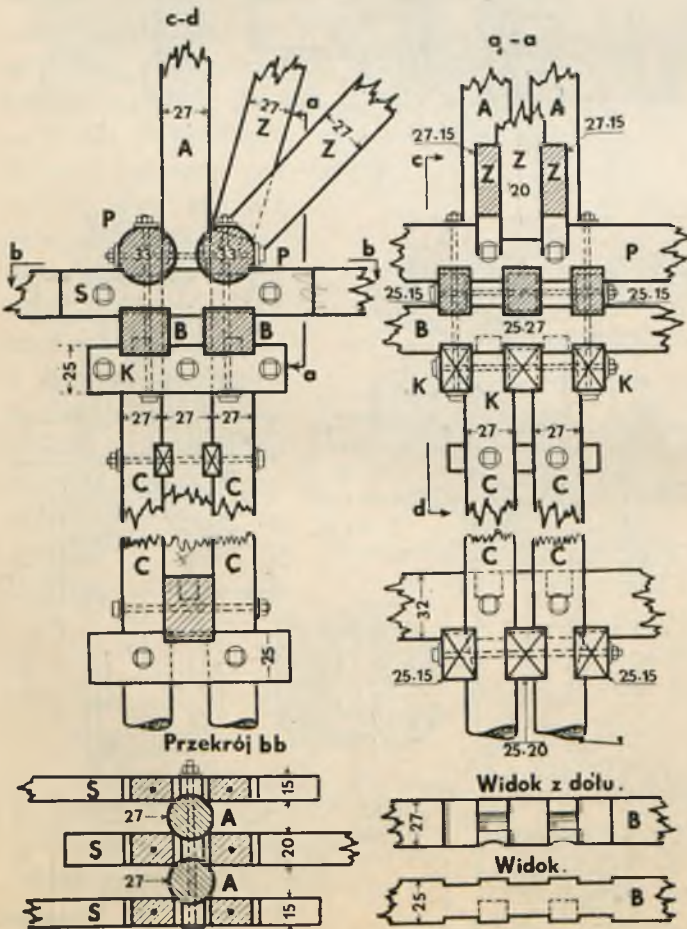


Fig. 469.

otrzymuje się niezbyt wielka, można stosować mosty rozporowe bez ścią-  
gów, aczkolwiek i w tym przypadku obliczenie winno być przeprowadzone  
przy obciążeniu ruchomym, dającym największy rozpór na daną podporę.

Sztukowania ścią-  
gów pomiędzy podporami powinno się unikać, co jest  
najzupełniej możliwe przy niewielkich rozpiętościach, gdyż długość bierwion  
do ścią-  
gów możemy stosować do 15 m. Przy większej długości musimy  
ścią-  
giąg odpowiednio sztukować. Łączymy wtedy końce ścią-  
gią ze sobą tak,  
by połączenie mogło pracować na rozciąganie (fig. 470).

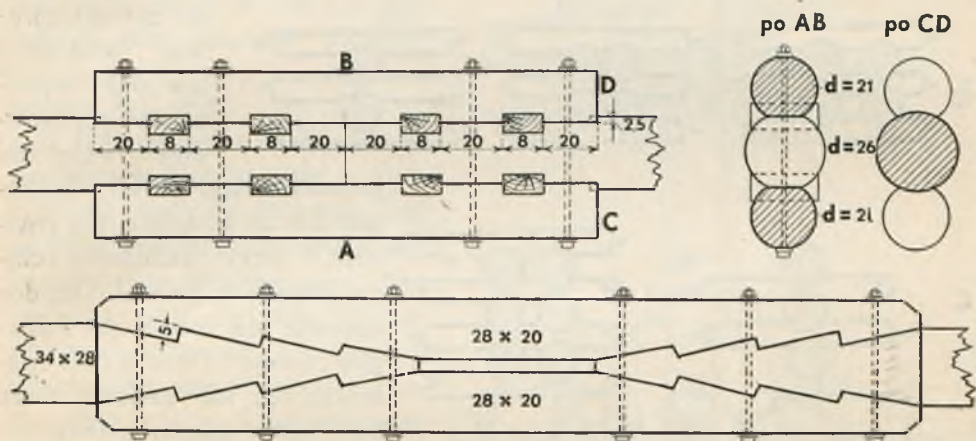


Fig. 470.

Długość ścią-  
gi, aby się zbyt nie  
zgięły od ciężaru  
własnego i nie otrzy-  
mywały zbyt wielkich  
naprężeń dodatko-  
wych od zginania,  
powinny być odpo-  
wiednio podwieszane  
w jednym lub kilku  
punktach (fig. 471 i  
472).

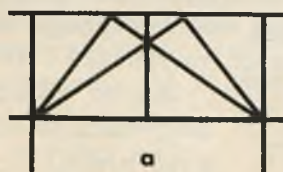


Fig. 471.

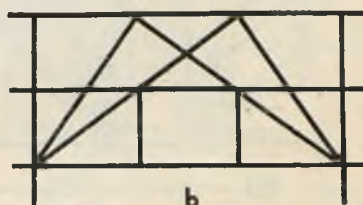


Fig. 472.

Ustrój ścią-  
gią zależy oczywiście od ustroju podpór i od liczby oraz  
ułożenia pali w podporach.

Jako zasadnicze wymaganie racjonalnego ustroju ścią-  
gią powinno być:

- 1) aby połączenie z palami było łatwe do wykonania i aby bez zbyt-  
nych trudności można było zakładać ścią-  
gi;
- 2) aby siły od ścią-  
gów na pale podporowe przenosiły się, o ile możliwości  
symetrycznie.

Tym dwóm warunkom najlepiej odpowiadają ścią-  
gi zewnętrzne podwójne,  
obejmujące pale podpór z dwóch stron.

Ściagi pojedyncze, ułożone z jednej strony pali podpór powinno się  
stosować tylko w mostach czasowych o charakterze drugorzędnym.



Przy kilku szeregach pali, rozstawionych na grubość ściągu, w kierunku poprzecznym mostu ściągi mogą się składać z jednego lub więcej bierwion, a mianowicie: przy dwóch szeregach pali z trzech elementów, przy trzech szeregach pali nawet z czterech elementów (fig. 473 a, b i c).

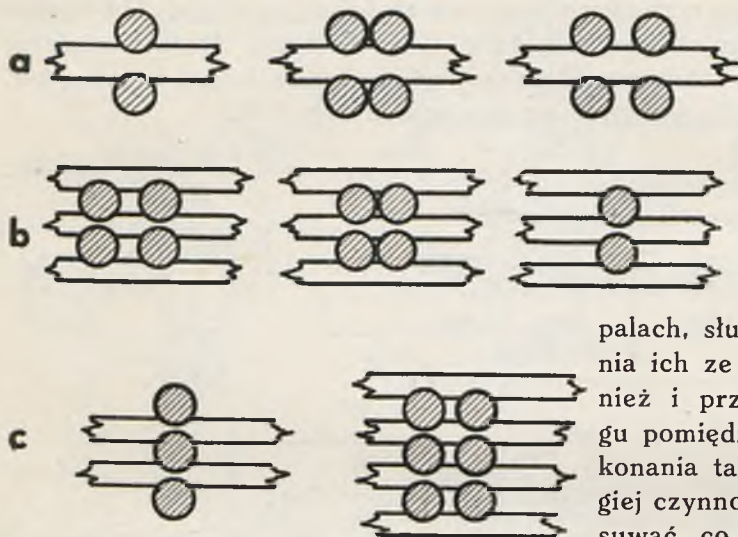


Fig. 473 a, b i c.

Zaznaczyć tutaj musimy, że zakładanie ściągu pomiędzy palami zawsze sprawia trudności; tak przy wykonaniu odpowiednich wcięć na

palach, służących do połączenia ich ze ściągiem jak również i przy zakładaniu ściągu pomiędzy palami. Dla dokonania tak jednej jak i drugiej czynności trzeba pale rozsuwać, co nie zawsze może być łatwo uskutecznione.

Połączenie ściągu z palami oraz ściągow dwóch sąsiednich przęseł może być wykonane według jednego ze sposobów, pokazanych na fig. 474 i 475.

Jak to widać z tych figur przy podporach pojedynczych ściągi jednego przęśla leży bezpośrednio na ściągu drugiego przęśla, mając połączenie klinowe.

Przy podporach podwójnych ściągi we wszystkich przęślach mogą być położone na jednym poziomie, połączone pośrodku zębem podwójnym i nadto podkładką, łączącą obie części podpory i połączoną ze ściągami klinami, jak to

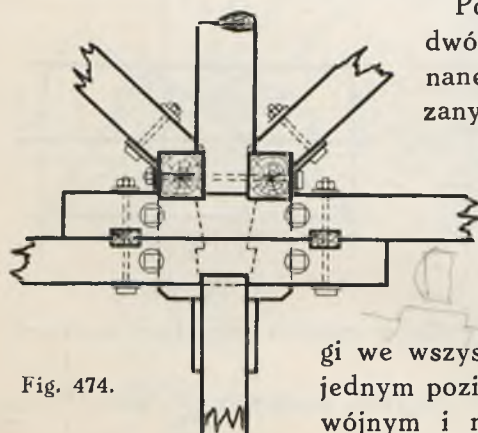


Fig. 474.

widać z fig. 476 i 477.

Wcięcie ściągu w pal powinno być takie, aby ono przenosiło siłę ściągu na pal, nie miażdżąc go. Wymiary wcięcia powinny być odpowiednio obliczone.

Przy dużych siłach w ściągach, aby zbytnio nie osłabiać pali wcięciem ściągu, można z dwóch stron pala dać wkładki przekroju trapezowego z drzewa twardego, które, będąc wcięte w ściągi i wzięte na śruby, przekazują siły na pale przez bezpośredni docisk ściągu (fig. 478).

To samo można uzyskać, przepuszczając pomiędzy ściągami kleszcze



poprzeczne z odpowiednimi wcięciami. Ściąg wtedy przekazuje swe ciśnienie na kleszcze, a z tych ostatnich przejmują je pale (fig. 479).

Ostatnie połączenie może być dobrze stosowane przy ściągach wewnętrznych, przechodzących pomiędzy palami. Należy tylko wtedy pomiędzy palami dać dość wysokie wycięcie, aby można było ściąg podnieść nieco do góry tak, by mieć możliwość wstawienia kleszczy pomiędzy końcami ściągu (fig. 480).

### § 109. Oparcie zastrzałów na podporach kamiennych.

Mosty zastrzałowe mogą mieć nie tylko podpory drewniane, lecz również i kamienne, przy tym podpory mogą być albo specjalnie przygotowane do budowy wierzchniej układu zastrzałowego, albo też nie. Czasami ściany oporowe mogą służyć jako przyczółki do podparcia dźwigarów zastrzałowych, czasami mogą być użyte do tego celu przyczółki mostu belkowego bezrozporowego.

W zależności od powyższego możemy mieć różne sposoby podparcia zastrzałów.

1) Koniec zastrzału opiera się bezpośrednio na murze ściany oporowej, w którym dla oparcia robi się odpowiednie gniazdo i w nim układa się specjalne kamienie, które grają rolę jakby ciosów podporowych (fig. 481 a, b i c).

Bezpośrednie opieranie zastrzałów o mur nie jest dobre z tych względów, że drzewo prędko zaczyna gnić wskutek wilgoci, jaka się trzyma w murze.

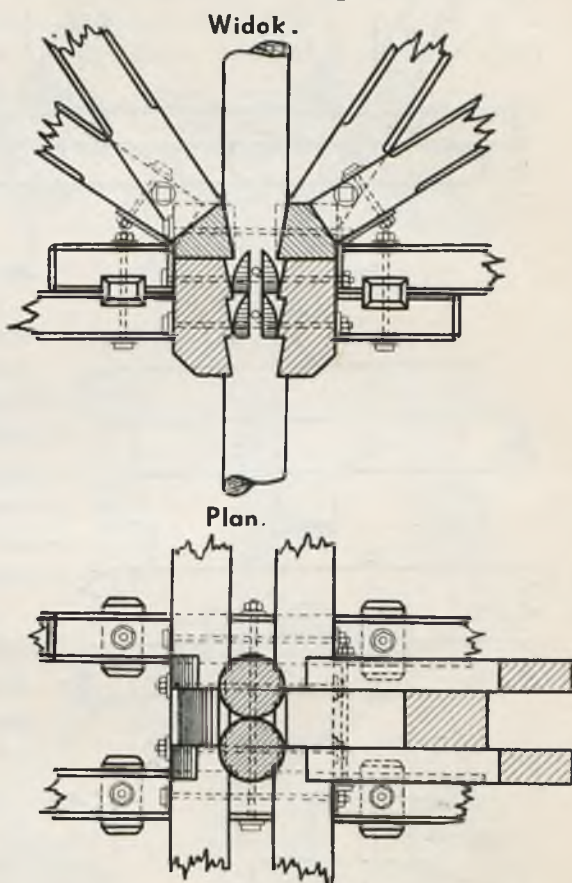


Fig. 475.

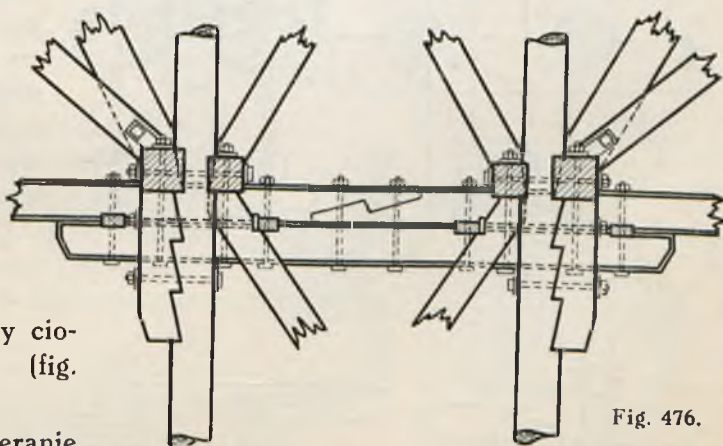


Fig. 476.

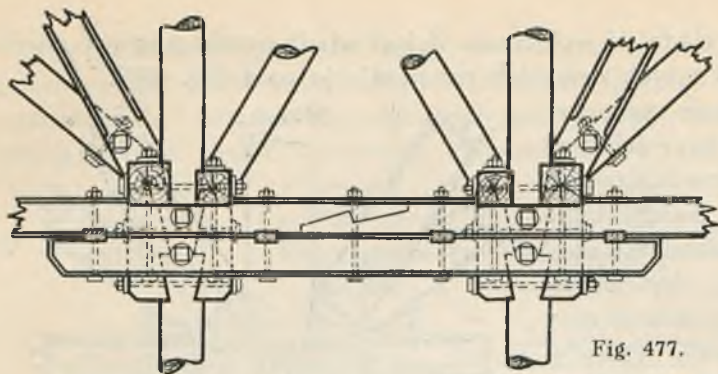


Fig. 477.

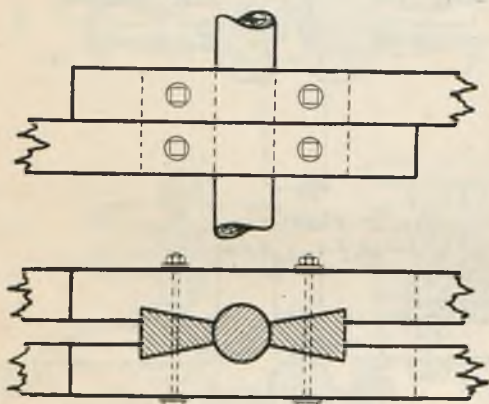


Fig. 478

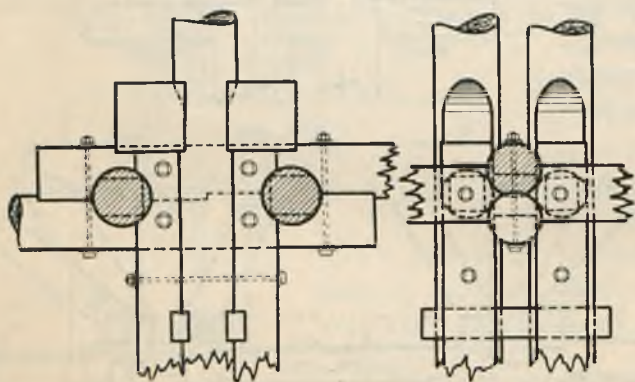


Fig. 479.

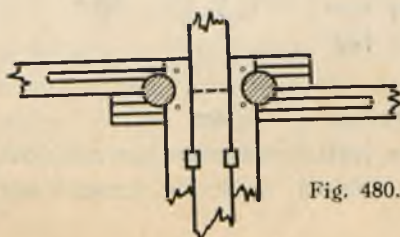
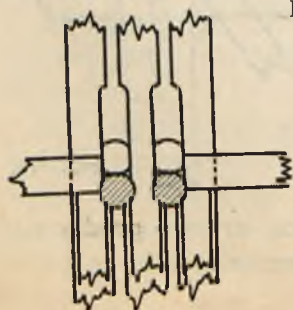


Fig. 480.

2) Zewnętrzne oparcie zastrzału według fig. 482 a, b i c, jest lepsze, niż wewnętrzne, gdyż daje lepsze przewietrzanie.

Jednak takie podpieranie zastrzałów może mieć miejsce tyl-

ko wtedy, gdy w murze mamy odpowiednią, choć niewielką odsadzkę.

By ochronić końce zastrzałów od prędkiego gnicia, dobrze jest pozostawiać pewien luz pomiędzy bokami zastrzału i bokami gniazda w murze, lub też owijać końce zastrzałów blachą ołowianą.

3) Zastrzały opierają się o murlaty, ułożone w wycięciach (bruzdach) muru (fig. 483 a, b, c i d) lub też w niszach muru w zależności od ustroju murów (fig. 484 a, b i c).

W ostatnim sposobie podpierania zastrzałów lepiej jest kłaść murlaty nie bezpośrednio na mur, lecz na specjalne wystające ponad poziom niższy kamienie, aby przewietrzanie murlatów było lepsze i wskutek tego nie następowało łatwo ich gnicie.

4) W niszach lub w gniazdach murów ułożone są specjalne trzewiki żelwne, które służą jako podparcie dla końców zastrzałów. Trzewiki te mogą być jako płyty płas-



kie z listwami z boków (fig. 485), jako pudełka otwarte z jednej strony z odpowiednimi otworami dla ścieku wody (fig 486) lub też w kształcie podstawek, podtrzymujących koniec zastrzału (fig. 487).

Aby ciśnienie na kamień było niezbyt duże, wymiary trzewików stosują zwykle szersze od zastrzału i pod trzewiki dają kamienie większych wymiarów, imitujące jakby ciosy podporowe.

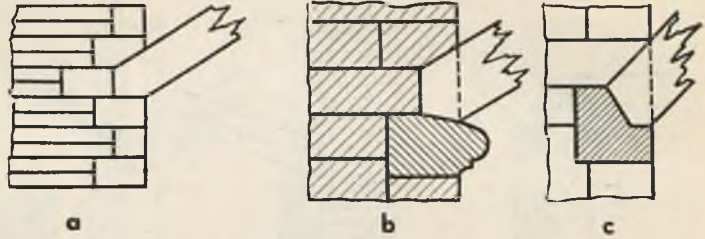


Fig. 481 a, b i c.

5) Zamiast trzewików żeliwnych można stosować również trzewiki stalowe z blachy lub kątowników o bokach dużych (fig. 488 a, b i c). Połączenie trzewików żeliwnych i trzewików stalowych z murem może być dokonane za pomocą śrub lub trzpieni, osadzonych w murze (fig. 489).

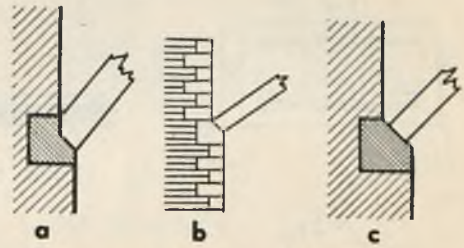


Fig. 482 a, b i c.

6) Wreszcie przy wysokich niszach łóżkowych przyczółków kamiennych, gdyby zastrzały wypadły bardzo długie, możemy dawać słupki, które końcami swymi wcięte na czop stoją na murłatach i przez nie przenoszą ciśnienie na mur (fig. 490 a, b i c). Ponieważ jednak murłaty w zetknięciu z murem łatwo mogą gnić, przeto należy pod murłaty dawać podkładki podłużne, które w razie gnicia można wymienić. Połączenia te są pokazane na fig. 490 b i c.

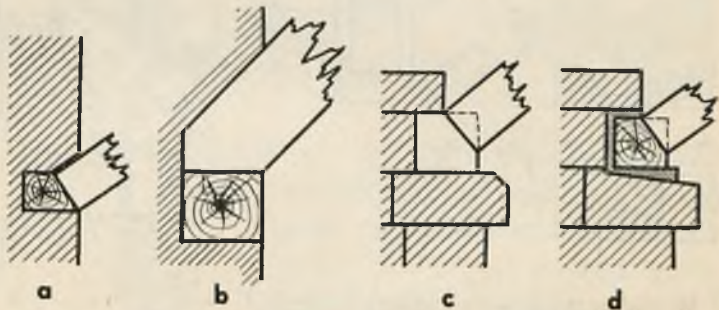


Fig. 483 a, b, c i d.

Słupek, jak widać na fig. 490 b i c nie dotyka bezpośrednio muru lecz opiera się na poprzecznych podkładkach, które przekazują ciśnienie na mur.

Poprzeczki przylegające do muru, w razie zgnicia, mogą być łatwo zamienione na zdrowe bez zdejmowania słupka.

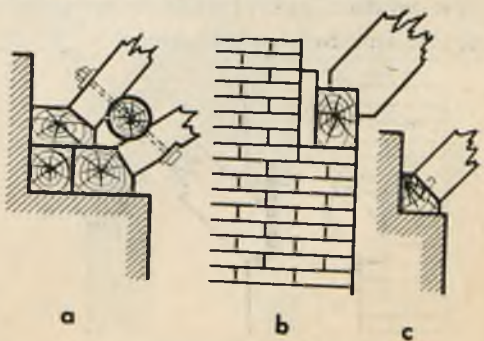


Fig. 484 a, b i c.



### § 110. Połączenie zastrzałów z belkami.

W mostach małych rozpiętości o charakterze czasowym można podoprzeć belkę bezpośrednio zastrzałami według fig. 491 lub 492.

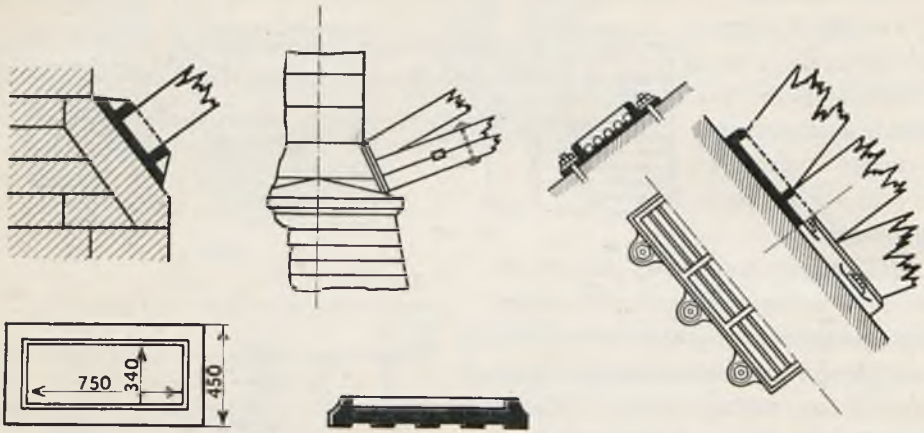


Fig. 485.

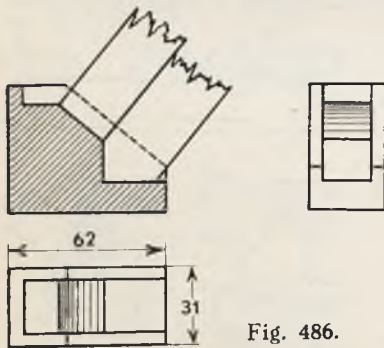


Fig. 486.

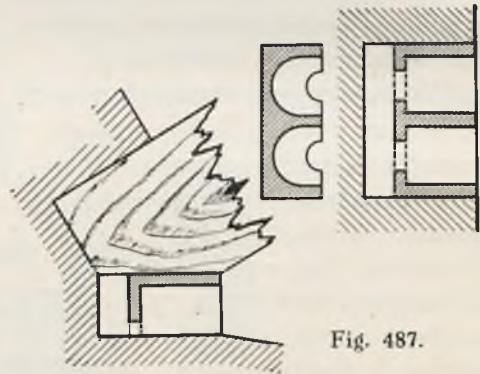


Fig. 487.

W pierwszym przypadku kleszcze *K* przeciwdziałają przesunięciu zastrzałów wzdłuż belki i służą jednocześnie tężnikami belek podłużnych.

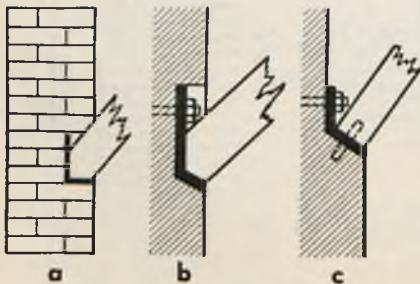


Fig. 488 a, b i c.

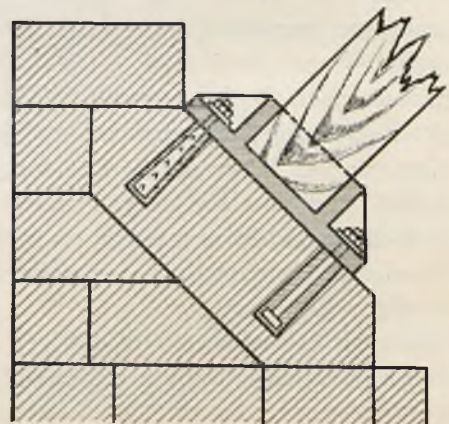


Fig. 489.

Z drugiego rysunku widać, że przesunięcie zastrzałów wzdłuż belek uniemożliwiają czopy, wpuszczone w gniazda belek. Gniazda te jednak osłabiają belki podłużne.

W mostach większych o charakterze więcej stałym belki podłużne zwykle stawiamy na specjalne belki poprzeczne, idące przez całą szerokość mostu i w te belki poprzeczne opieramy górne końce zastrzałów tak samo, jak końce dolne w poduszki (fig. 493).

Połączenie belek poprzecznych lub podciągów, które również możemy zwać poduszkami, gdyż na nich leżą dźwigiary, robimy zwykle z odpowiednim wcięciem, nie pozwalającym na przesuwanie się poduszki ani wzdłuż, ani w poprzek belek głównych (fig. 494).

Poduszki są zwykle przymocowane do be-

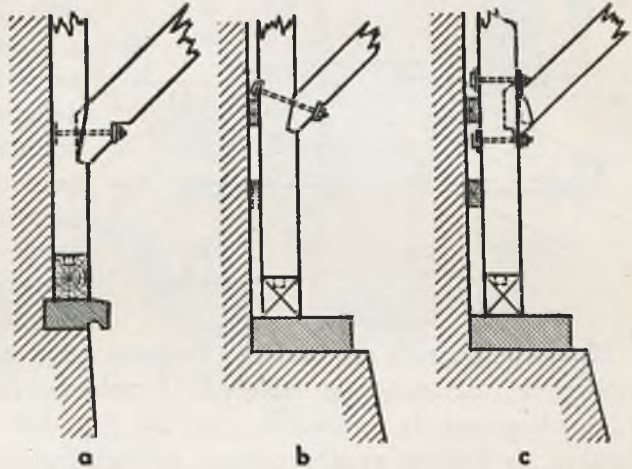


Fig. 490 a, b i c.

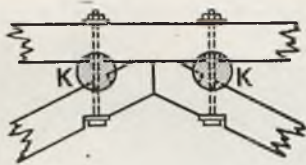


Fig. 491.

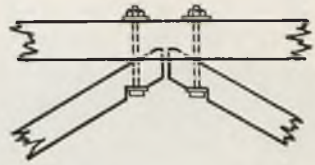


Fig. 492.

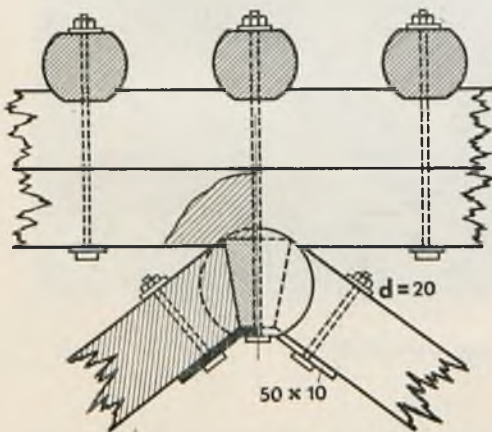


Fig. 493.

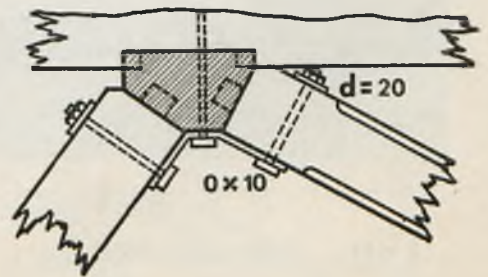


Fig. 494.

lek śrubami, zaś zastrzały są połączone z poduszkami odpowiednimi klamrami, lub też połączone są ze sobą blachami wziętymi na śruby (fig. 494 i 495).

Połączenie to jest niezbędne, gdyż przy pewnych obciążeniach belka może się podnosić, przeto zastrzał mógłby wyskoczyć z gniazda i wypaść. Stosowanie poduszek do podtrzymywania belek głównych ma tę dobrą



stronę, że poduszki służą jednocześnie jako tężniki poprzeczne i, posiadając pewną sztywność, łagodzą różnice obciążeń jednego dźwigara względem drugiego przy nierównym ich obciążeniu.

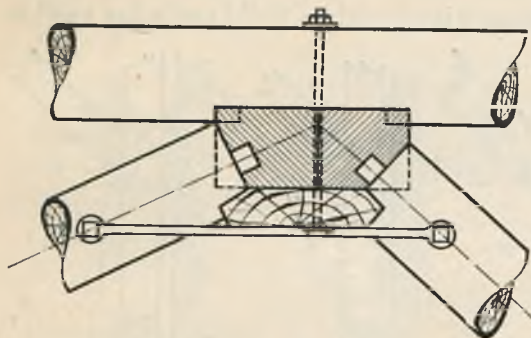
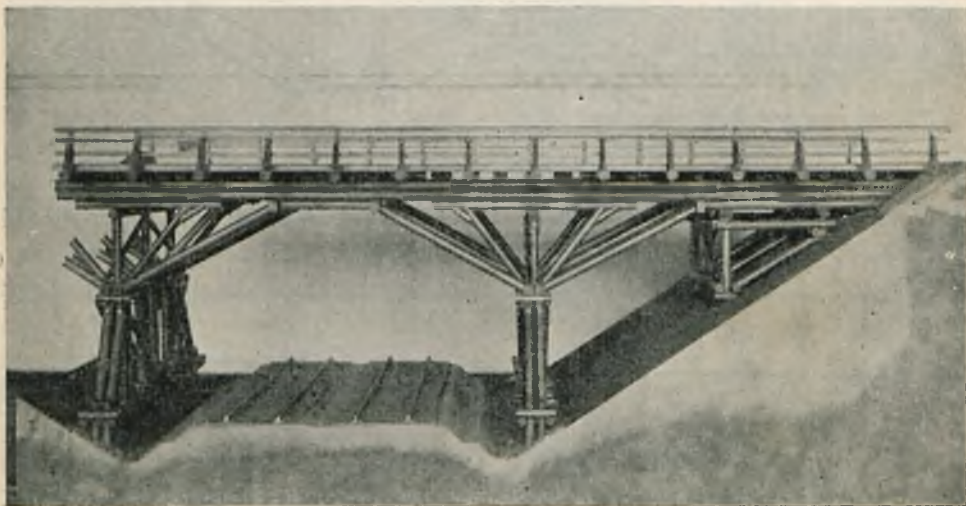


Fig. 495.

Zamiast układać dźwigary główne bezpośrednio na poduszki z odpowiednimi wcięciami możemy na poduszki położyć siodełko i na nie oprzeć belki podłużne. Siodełko daje możliwość unikania wcięć w dźwigarach głównych oraz daje możliwość sztukowania części belek głównych nad poduszkami zastrzałowymi (fig. 496 i 497).

Można połączenie zastrzałów z belkami uskutecznić za pomocą trzewików żeliwnych, odpowiednio wciętych i połączonych z belkami podłużnymi. Taka konstrukcja pokazana jest na fig. 498. Jeżeli zastrzały są podwójne, to klamry podtrzymujące zastrzały mają odpowiednio rozwidloną konstrukcję (fig. 499).

#### Mosty trapezowo-zastrzałowe.



Most trapezowo-zastrzałowy (Model).

#### § 111. Obliczenie belek.

Mosty trapezowo-zastrzałowe, w których belki główne są ułożone na siodełkach, podpartych zastrzałami (fig. 500), można by rozpatrywać jako belki ciągłe trójprzęsłowe pod warunkiem, że nad podporami, t. j. w punktach *A*, *B*, *C* i *D*, belka nie może się podnosić bądź dlatego, że ciężar stały wywołuje znacznie większe reakcje dodatnie niż obciążenie ruchome



odpory ujemne, bądź też dlatego, że konstrukcja jest tak wykonana, że wyklucza możliwość podnoszenia się belki w wyżej wskazanych punktach podparcia.

Jeżeli belka  $ABCD$  może się nieco podnieść w punktach  $A$  i  $B$ , wtedy nie może ona już być rozpatrywana, jako belka ciągła. Będzie ona wtedy zajmowała miejsce pośrednie pomiędzy belką ciągłą i belką niewspartą w punktach  $A$  i  $B$ , czyli belką wspornikową. Belkę, znajdującą się w tych warunkach, będziemy obliczać jako belkę dwuwspornikową.

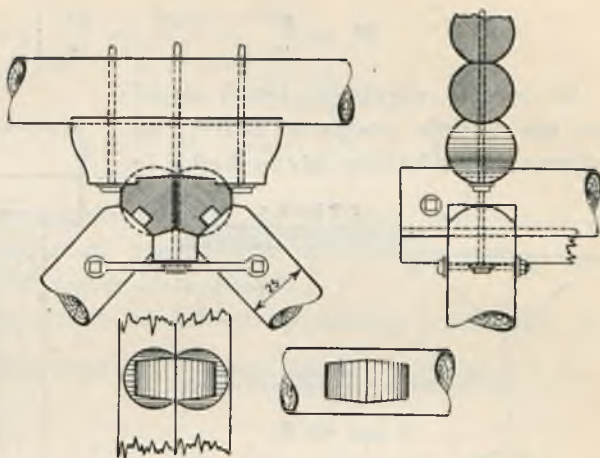


Fig. 496.

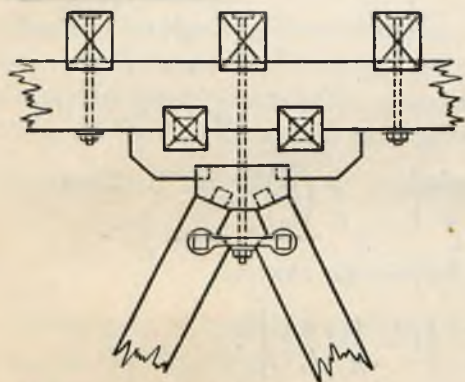


Fig. 497.

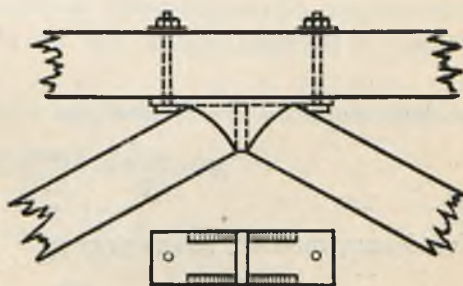


Fig. 498.

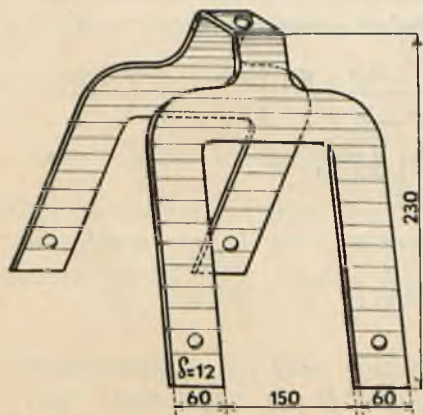


Fig. 499.

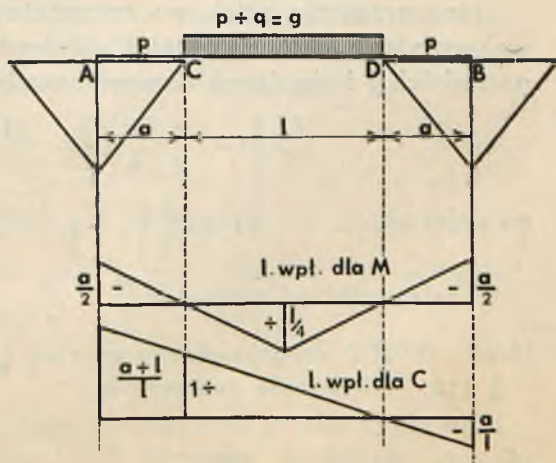


Fig. 500.

Jeżeli oznaczymy ciężar własny belki  $AB$  na metr bieżący przez  $p$ , obciążenie ruchome przez  $q$ , zaś  $p + q = g$  kg/m, to możemy napisać,

że moment gnący największy będzie pośrodku belki przy obciążeniu ruchomym na rozpiętości  $CD$  i będzie się równać:

$$M_0 = \frac{gl^2}{8} - \frac{pa^2}{2} = \frac{gl^2}{8} \left[ 1 - \frac{4p}{g} \left( \frac{a}{l} \right)^2 \right].$$

W przeszle skrajnym, jeżeli siodło nie będzie podparte zastrzałem, główna belka będzie wtedy belką je-

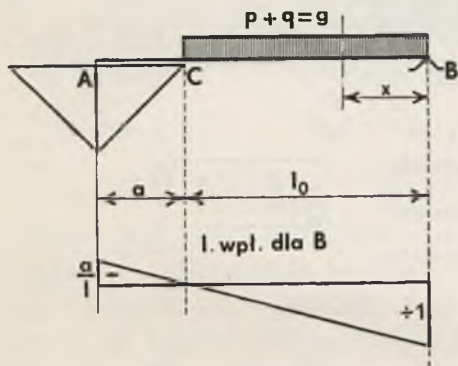


Fig. 501.

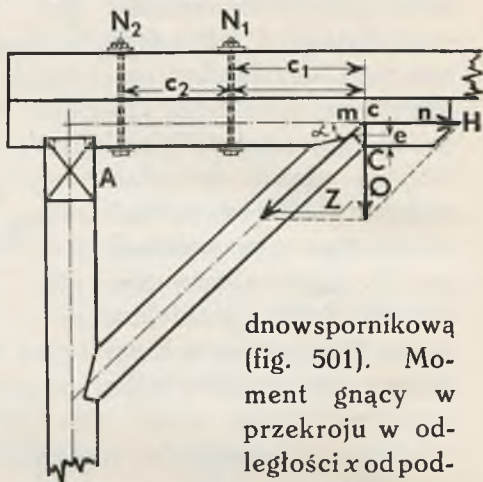


Fig. 502.

dnospornikową (fig. 501). Moment gnący w przekroju w odległości  $x$  od podpory  $B$  będzie

$$M_x = Bx - \frac{gx^2}{2}.$$

Reakcja podpory  $B$  otrzyma się:

$$B = \frac{gl_0}{2} - \frac{pa^2}{2l_0} = \frac{gl_0}{2} \left[ 1 - \frac{p}{g} \left( \frac{a}{l_0} \right)^2 \right].$$

Największy moment gnący przy  $x = \frac{B}{g}$  będzie się równać:

$$M_{\max} = \frac{B^2}{2g} = \frac{gl_0^2}{8} \left[ 1 - \frac{p}{g} \left( \frac{a}{l_0} \right)^2 \right]^2.$$

Jeżeli przekroje belek we wszystkich przeszłach są jednakowe, to dla wykorzystania ich w zupełności, zależność pomiędzy rozpiętościami przeszł pośrednich  $l$  i skrajnych  $l_0$  powinna odpowiadać równaniu:

$$\frac{l_0^2}{8} \left[ 1 - \frac{p}{g} \left( \frac{a}{l_0} \right)^2 \right] = \frac{gl^2}{8} \left[ 1 - \frac{4p}{g} \left( \frac{a}{l} \right)^2 \right]$$

co daje:

$$l_0 = \frac{l}{2} \left[ 1 + \sqrt{1 - \frac{4p}{g} \left( \frac{a}{l} \right)^2} \right].$$

W zależności od stosunku  $\frac{a}{l}$  i  $\frac{p}{g}$  otrzymuje się  $l_0$  w granicach  $[0,94 \div 0,97] l$ ; średnio można przyjąć  $l_0 = 0,95 l$ .

### § 112. Obliczenie zastrzałów.

Największa siła w zastrzale otrzyma się jeżeli przy belce dwuspornikowej obciążymy wspornik  $AC$  i rozpiętość  $CD$  (fig. 500 i 502). Największy nacisk wywrze belka na zastrzał:

$$Q = \frac{g(a+l)^2}{2l} - \frac{pa^2}{2l}$$

Siła  $Q$  da nam dwie składowe: jedną poziomą wzdłuż siodełka, drugą zaś wzdłuż zastrzału. Przy kącie pochylenia  $\alpha$  zastrzału do siodełka składowe te będą:

$$Z = \frac{Q}{\sin \alpha} = [g(a+l)^2 - p a^2] \frac{1}{2l \sin \alpha}.$$

$$H = Q \cotang \alpha = [g(a+l)^2 - p a^2] \frac{1}{2l \operatorname{tg} \alpha}.$$

Siła  $Z$  w ogóle może być zaczepiona nie do osi zastrzału, lecz wskutek niedokładności wykonania połączeń zastrzału z siodełkiem może być skierowana wzdłuż zewnętrznej krawędzi zastrzału.

Jeżeli przeto przez  $h$  oznaczymy wysokość przekroju zastrzału, to otrzymamy dodatkowy moment gnący  $Z \frac{h}{2}$  i naprężenie całkowite w zastrzale znajdziemy ze wzoru:

$$\sigma = \frac{Z}{F \varphi} + \frac{Z h}{2 W}.$$

gdzie  $\varphi$  oznacza współczynnik zmniejszenia dopuszczalnego naprężenia wobec możliwości wyboczenia zastrzału od siły ściskającej, zaś  $W$  wskaźnik wytrzymałości przekroju zastrzału.

Przy grubości zastrzału  $b$  pole przekroju zastrzału  $F = b h$ , zaś wskaźnik wytrzymałości  $W = \frac{b h^2}{6}$ , i naprężenie największe

$$\sigma = \frac{Z}{b h \varphi} + \frac{3 Z}{b h} = \frac{Z}{b h} \left( \frac{1}{\varphi} + 3 \right).$$

Połączenie zastrzału z siodełkiem sprawdzamy na ciśnienie i ścinanie siodełka po linii  $mn$ .

Jeżeli oznaczymy przez  $e$  głębokość wcięcia zastrzału w siodełko, zaś przez  $c$  odległość od końca zastrzału, to winniśmy zadość uczynić dwóm warunkom wytrzymałości: na zgniatanie i ścinanie a mianowicie:

$$k_c \leq \frac{H}{e b} \quad \text{i} \quad k_t \leq \frac{H}{b c}.$$

Jeżeli przez  $a$  oznaczymy odległość od podpory  $A$  do punktu  $C$ , to długość zastrzału będzie się równać:  $l_z = \frac{a}{\cos \alpha}$ , objętość zaś zastrzału będzie:  $V = \frac{a b h}{\cos \alpha}$ . Lecz  $b h = \frac{Z}{\sigma} \left[ \frac{1}{\varphi} + 3 \right] = \frac{Q}{\sigma \sin \alpha} \left[ \frac{1}{\varphi} + 3 \right]$ ,

przeto mamy:

$$V = \frac{2 Q a}{\sigma \sin 2 \alpha} \left[ \frac{1}{\varphi} + 3 \right].$$

Ostatni wzór wskazuje, że najmniejsza objętość zastrzału otrzyma się, jeżeli  $\alpha = 45^\circ$ .



### § 113. Obliczenie siodełka.

Siodełko (fig. 502) znajduje się pod działaniem siły  $H$  zaczepionej w ogóle również nie osiowo, lecz z pewnym mimośrodem, oraz pod działaniem momentu gnącego  $M_0$  od sił pionowych.

Przy momencie gnącym  $M_0$  dodatnim to całkowity moment gnący będzie  $M_0 + m$ , jeżeli  $m$  oznacza moment od mimośrodowego zaczepienia siły  $H$ .

Moment  $m$  może mieć największą wartość  $m = \frac{H h_1}{2}$ , przy czym przez  $h_1$  oznaczyliśmy wysokość siodełka.

Przy momencie  $M_0$  ujemnym dla  $m$ , które zawsze jest dodatnie, musimy przyjąć najmniejszą możliwą wartość, czyli

$$m' = H \left( \frac{h_1}{2} - e \right).$$

W danym przypadku  $e$  oznacza głębokość wcięcia zastrzału w siodełko. Całkowite naprężenie otrzymamy wtedy:

$$\sigma' = \frac{H}{b h_1} + \frac{6 (M_0 + m)}{b h_1^2} \quad \text{lub} \quad \sigma' = \frac{H}{b h_1} + \frac{6 (M_0 - m')}{b h_1^2}.$$

Tak w powyższym przypadku, jak również i w innych, jeżeli konstrukcja nie jest doskonała, powinniśmy przyjmować najniekorzystniejsze przypadki działania siły.

### § 114. Obliczenie śrub, łączących belkę z siodełkiem.

Jeżeli przez  $c_1$  i  $c_2$  oznaczymy (fig. 502) odległość śrub od końca zastrzału, przez  $M$  moment gnący, panujący w belce nad podporą  $C$ , starający się podnieść belkę z siodełka, i przez  $N_1$  i  $N_2$  naciąg śrub, wywołany wskutek tego momentu  $M$ , zakładając przy tym, że siły te są proporcjonalne do odległości  $c_1$  i  $c_2$ , to mamy równania:

$$M = N_1 c_1 + N_2 c_2; \quad \frac{N_1}{c_1} = \frac{N_2}{c_2},$$

z których otrzymamy:  $N_1 = M \frac{c_2}{c_1^2 + c_2^2}$ ;  $N_2 = M \frac{c_1}{c_1^2 + c_2^2}$ .

Średnice śrub otrzymamy z równań:

$$\frac{\pi d_1^2}{4} k_r = N_1, \quad d_1 = 2 \sqrt{\frac{N_1}{\pi k_r}} \quad \text{i} \quad \frac{\pi d_2^2}{4} k_r = N_2, \quad d_2 = 2 \sqrt{\frac{N_2}{\pi k_r}},$$

w których  $k_r$  oznacza dopuszczalne naprężenie stali na rozciąganie.

Jeżeli średnica śrub  $d$  otrzyma się nie większa jak 25 mm do 26 mm, to tej średnicy dajemy śruby, w przeciwnym razie lepiej dać więcej śrub niż zwiększać ich średnicę.

### § 115. Połączenie górnych końców zastrzałów z siodełkiem.

W mostach niewielkich przy małych siłach w zastrzałach połączenie zastrzału z siodełkiem może być wykonane za pomocą czopa wpuszczonego

w siodełko i zamocowanego śrubą lub kołkiem dębowym lub klamrami (fig. 503 a, b i c).

Przy znacznym kącie pochylenia zastrzału do siodełka można połączyć zastrzał z siodełkiem prostym zębem z czopem lub bez czopa. Czop daje się w celu uniemożliwienia przesunięcia się zastrzału w kierunku poprzecznym (fig. 504).

Przy niewielkim kącie pochylenia zastrzału do siodełka dajemy ząb podwójny również z czopem w zastrzale lub siodełku. Aby zastrzał nie mógł wypaść ze swego wcięcia, powinien być bezwzględnie połączony z siodełkiem śrubami lub klamrami (fig. 505 i 506).

Wreszcie do siodełka można przymocować śrubami żeliwne trzewiki, które dają dobre oparcie dla zastrzałów (fig. 507), lub też specjalne przystawki drewniane, połączone z siodełkiem klinami lub zębami (fig. 508).

Przy wcięciu zastrzału według fig. 505 dążą do tego, aby

$$ab + dc = \frac{h}{2} \text{ i } ab = 0,1cb.$$

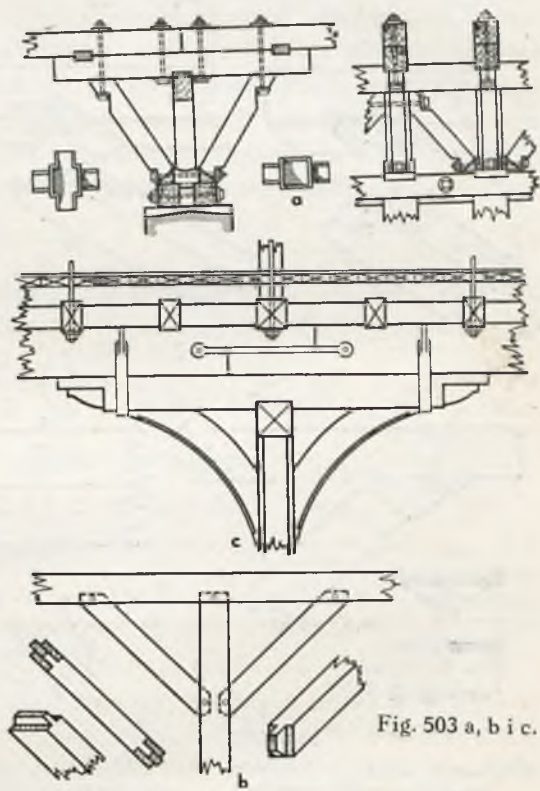


Fig. 503 a, b i c.

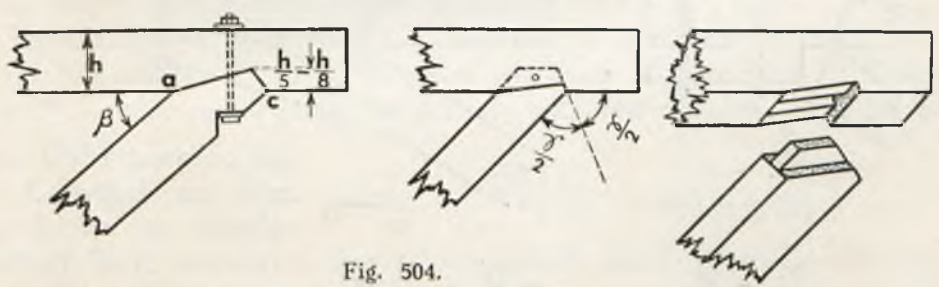


Fig. 504.

§ 116. Mosty zastrzałowe z rozpornicą.

Mosty trapezowo-zastrzałowe z rozpornicą należą teoretycznie do układów zmiennych.

Belka *AB*, leżąca na podporach *A* i *B* i podparta nadto w punktach *C* i *D*, powinna być belką ciągłą (fig. 509).

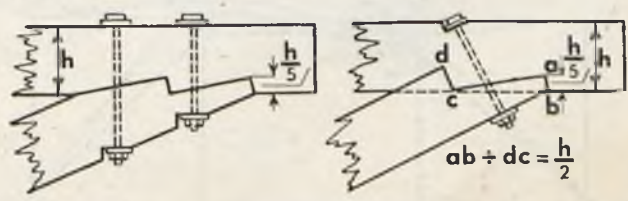


Fig. 505.



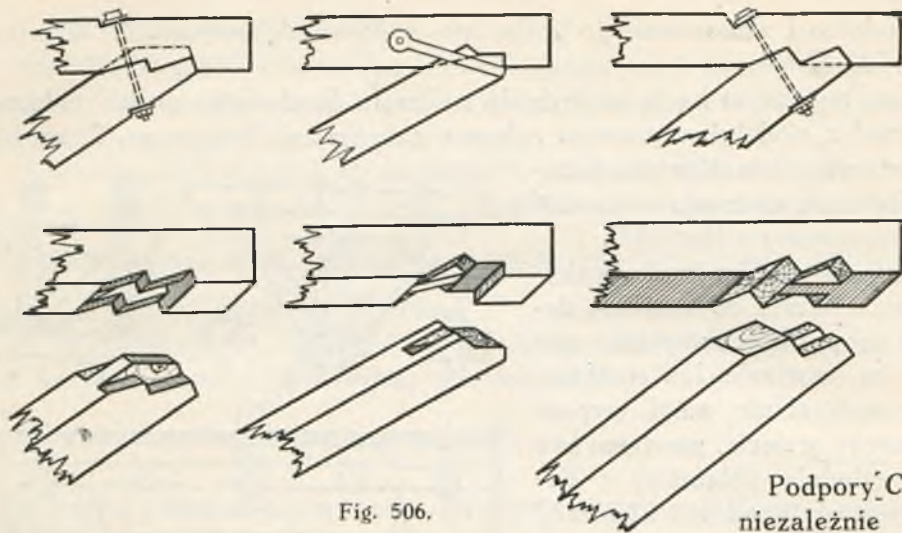


Fig. 506.

Podpory  $C$  i  $D$  niezależnie od ściśliwości rozpornicy  $CD$  nie są podporami stałymi.

Przy większym nacisku pionowym w punkcie  $C$  niż w punkcie  $D$  koniec  $C$  zastrzału  $A_0C$  będzie się obniżać wskutek obrotu zastrzału koło swej podstawy  $A_0$ , lecz obniżając się bę-

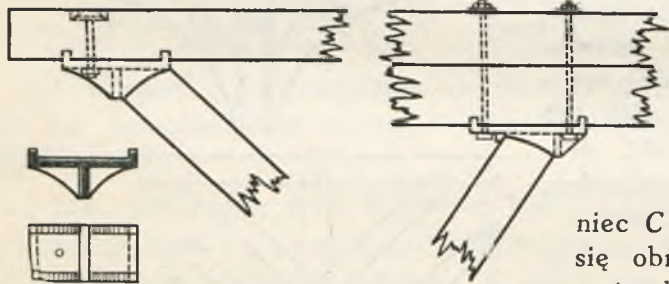


Fig. 507.

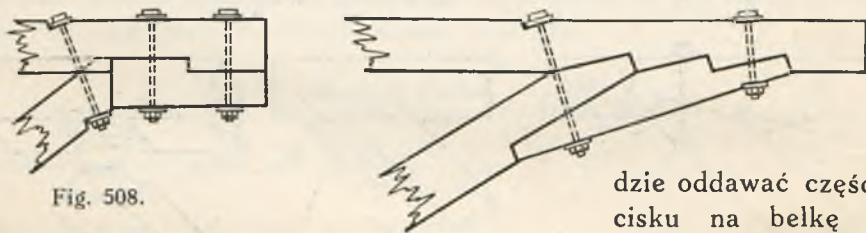


Fig. 508.

dzie oddawać część nacisku na belkę  $AB$ , wskutek tego nacisk na zastrzał  $A_0C'$  będzie się zmniejszać.

Przy obrocie zastrzału  $A_0C'$  koniec  $C'$  będzie się przesuwać nieco wprawo, naciskać na rozpornicę, która będzie wypychać koniec  $D$  zastrzału  $DB_0$  do góry,

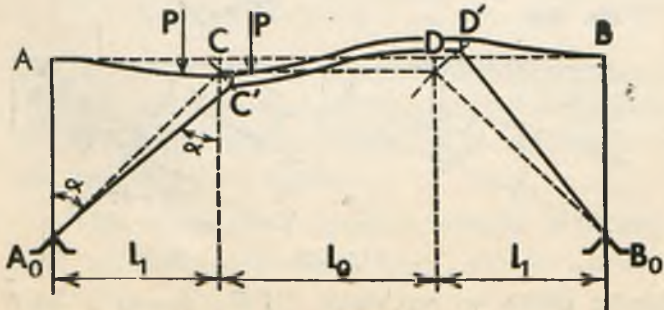


Fig. 509.



belka  $AB$  w punkcie  $D$  będzie wyginana do góry, nacisk na zastrzał  $DB$  będzie wzrastać.

Ruch ten będzie miał miejsce dopóty, dopóki nie nastąpi równowaga t. j. dopóki naciski nowe  $C'$  i  $D'$  nie będą jednakowe, czyli  $C' = D'$ .

Gdyby podpory w punktach  $CD$  były stałe, to pod działaniem jakiegokolwiek siły skupionej  $P$  otrzymalibyśmy reakcje  $C$  i  $D$  podpór w tych punktach wyrażone wzorami reakcji podpór belek ciągłych trójprzęsłowych (str. 310). Ponieważ jednak podpory w  $C$  i  $D$  nie są stałe, zaś rozpornica wskutek swej sztywności równoważy ciśnienia na te podpory w punktach  $C$  i  $D$ , możemy przeto napisać, że ciśnienie w punktach

$C$  i  $D$  równa się  $C' = D' = \frac{1}{2}(C + D)$ .

Jeżeli zamiast  $C$  i  $D$  podstawimy ich wartości ze wzorów (str. 310), otrzymamy następujące wzory przy sile  $P$ , działającej w skrajnym przęśle

$$C' = D' = \frac{Pa}{2} \left[ \frac{1}{l_1} + \frac{(l_1^2 - a^2)}{l_1^2(2l_1 + 3l_0)} \right],$$

a zaś przy sile  $P$ , działającej w przęśle środkowym:

$$C' = D' = \frac{P}{2} \left[ 1 + \frac{3b(l_0 - b)}{l_1(2l_1 + 3l_0)} \right].$$

Jeżeli oznaczymy stosunek  $\frac{l_1}{l_0} = m$ , zaś  $\frac{a}{l_1} = k$ ,  $\frac{b}{l_0} = t$ , to wzory powyższe możemy napisać w postaci:

$$C' = D' = \frac{P}{2} \left[ k + \frac{(1 - k^2)mk}{2m + 3} \right] \text{ i } C' = D' = \frac{P}{2} \left[ 1 + \frac{3t(1 - t)}{m(2m + 3)} \right].$$

Mając ciśnienie  $C'$  i  $D'$  od siły jednostkowej, możemy obliczyć rzędne linii wpływu, dając odpowiednie znaczenie dla  $k$  i  $t$ .

Całkując zaś te wartości dla  $C'$ , pierwsze w granicach od zera do  $l_1$  i rezultat mnożąc przez 2, drugie w granicach od zera do  $l_0$ , i dodając rezultaty jeden do drugiego, otrzymamy pole linii wpływu, które będzie się równać

$$\omega = l_1 \left[ \frac{1}{2} + \frac{m}{4(2m + 3)} \right] + l_0 \left[ \frac{1}{2} + \frac{1}{4m(2m + 3)} \right].$$

Mając pole linii wpływu, możemy znaleźć siły  $C' = D'$  od obciążenia stałego.

Mając naciski w punktach  $C$  i  $D$ , możemy znaleźć siły w zastrzałach, które będą się równać  $Z = \frac{C'}{\cos \alpha}$ , jeżeli przez  $\alpha$  oznaczymy pochylenie zastrzału do pionu.

Siła, ściskająca rozpornicę, będzie  $R = C' \operatorname{tg} \alpha$ .

Rozpór  $H$  będzie się równać  $R = H = C' \operatorname{tg} \alpha$ .

Składowa zaś pionowa na podporze będzie oczywiście  $C'$ .

Siła  $A$  w słupku  $A_0A$  będzie  $A = A_0 - C'$ , jeżeli  $A_0$  oznacza reakcję belki prostej wolnopodpartej w punktach  $A_0$  i  $B_0$  o rozpiętości  $2l_1 + l_0$  i obciążonej daną siłą skupioną  $P$ .

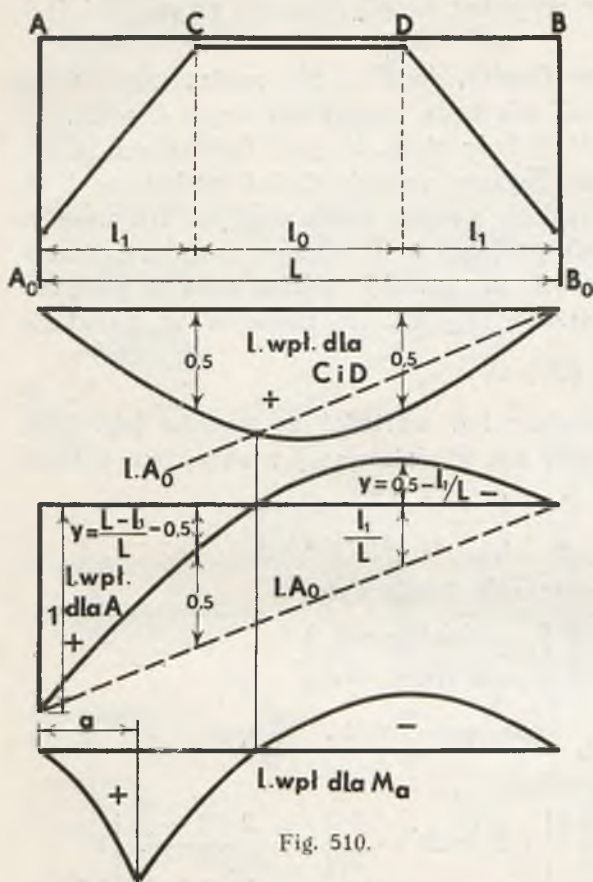


Fig. 510.

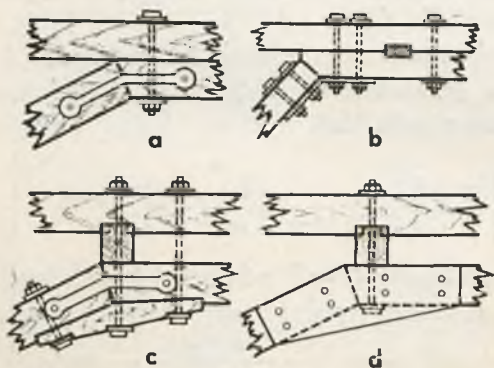


Fig. 511 a, b, c i d.

Pomiędzy końcami rozpornicy i zastrzałów może być położona belka poprzeczna, z którą rozpornica łączy się na czop, zaś zastrzał opiera się o tę belkę (poduszkę) po dwudzielnej kąta zewnętrznego (fig. 513 a). Przy silnych zastrzałach ciśnienie od zastrzału na rozpornicę może być oddane nie tylko przez czoło zastrzału, lecz też przez dodatkowe przystawki A i B (fig. 514 i 515),

Moment gnący w dowolnym przekroju belki w odległości  $x$  od podpory A można wyrazić wzorem:  $M_x = M_0 - Hy$ , w którym  $M_0$  oznacza moment gnący belki wolnopodpartej w punktach  $A_0$  i  $B_0$ ,  $H$  rozpór, zaś  $y$  rzędną zastrzału przy odciętej  $x$ , lub też można napisać:

$$M_x = M_0 - C' x, \text{ dla } x \leq l_1.$$

Dla części środkowej  $CD$

$$M_x = M_0 - C' l_1.$$

Tym sposobem za pomocą wyżej wskazanych wzorów możemy obliczyć siły panujące we wszystkich prętach, a zatem i nadać im odpowiednie przekroje.

Linie wpływu obliczone na podstawie powyższych wzorów są pokazane na fig. 510.

### § 117. Połączenie zastrzału z rozpornicą.

Zastrzały można połączyć z rozpornicą bezpośrednio w dotyk. W tym celu koniec zastrzału rozpornicy ścina się ukośnie według dwudzielnej kąta, jaki tworzy zastrzał z rozpornicą. Dla zabezpieczenia zastrzału od przesunięcia lub od wypadnięcia łączyjemy go z rozpornicą klamrami bocznymi (fig. 511 a) lub dolnymi (fig. 511 b), nakładkami dolnymi (fig. 511 c), lub też pionowymi nakładkami (fig. 511 d), albo ukośnymi lub pionowymi kleszczami drewnianymi (fig. 512).



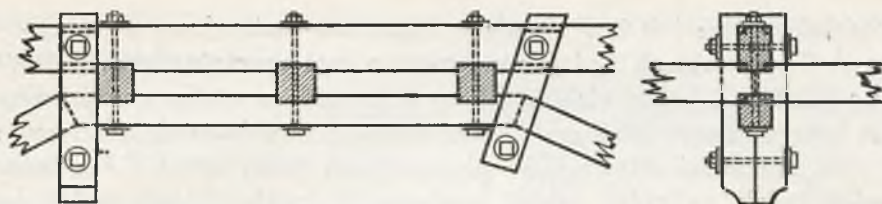


Fig. 512.

Proste i bardzo dogodne przy montowaniu mostu otrzymuje się połączenie zastrzałów za pomocą trzewików z żeliwa lub stali pokazanych na fig. 516 a, b, c i d.

Oprócz powyższych typów mostów zastrzałowych tak zwanych

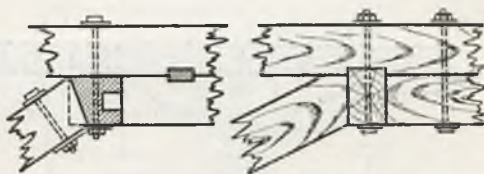


Fig. 513 a i b.

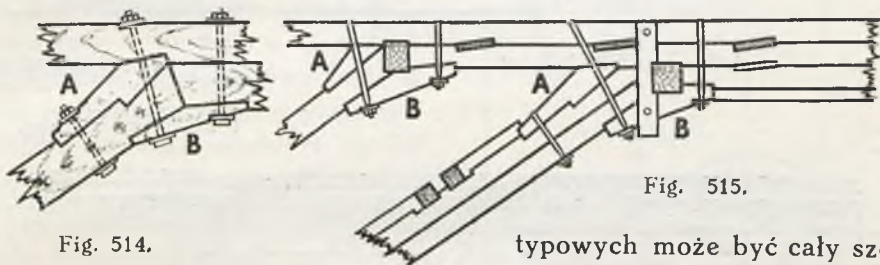


Fig. 514.

Fig. 515.

typowych może być cały szereg kombinacji. Tak np. na fig. 517

pokazana jest kombinacja mostu trapezowo-zastrzałowego z siodełkami i trapezowo-zastrzałowego z rozpornicą. Na fig. 518 mamy most trójzastrzałowy; składa się on z dwuzastrzałowego z siodełkami, dwuzastrzałowego z bezpośrednim podparciem belki i z dwuzastrzałowego z rozpornicą. Podpory mostu są kamienne.

**§ 118. Obliczenie układów trapezowo-dwuzastrzałowych z rozpornicą.**

Układ trapezowo-jednozastrzałowy z rozpornicą nadaje się stosunkowo do niewielkich rozpiętości, mianowicie od 12 m do 15 m. Przy większych rozpiętościach belki otrzymują się zbyt dużych wymiarów, należy je przeto podpierać nie w dwóch, lecz w czterech dodatkowych punktach. Otrzymujemy wtedy jakby dwa układy: trapezowo-zastrzałowy z rozpornicą i trapezowo-zastrzałowy z siodełkami (fig. 519).

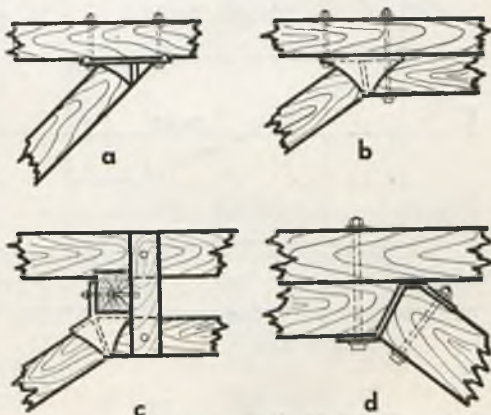
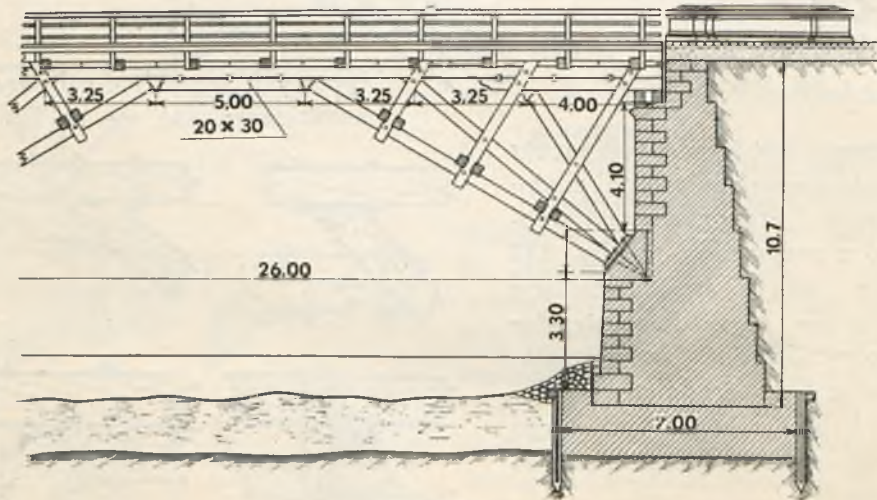
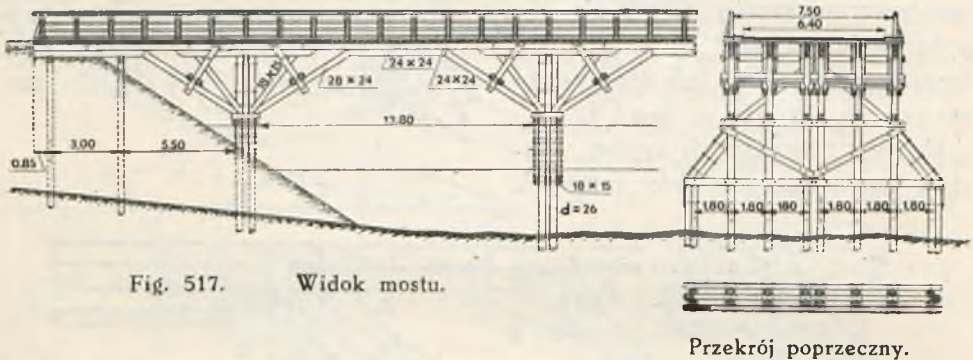


Fig. 516 a, b, c i d.



W układzie tym jak i w układzie trapezowo-zastrzałowym z rozpornicą belka  $AB$  w punktach  $C$  i  $D$  nie powinna być rozcięta, lecz na długości  $EF$  powinna być belką ciągłą. Gdyby belkę  $EF$  ze względu na jej długość trzeba było pomiędzy punktami  $E$  i  $F$  sztukować, to połączenie belki powinno być o ile możliwości sztywne. W przypadkach jeżeli belka  $EF$  składa się z dwóch belek, najlepiej dawać sztukowanie każdej z tych dwóch belek w różnych miejscach, symetrycznie położonych względem punktów  $C$  i  $D$ , o ile możliwości w miejscach najmniejszych momentów gnących.



Belkę  $ECDF$  obliczamy jako belkę trapezowo-zastrzałową z rozpornicą. Ciśnienia od belki w punktach  $C$  i  $E$  otrzymujemy ze wzorów:

$$E = E_0 - C, \quad F = F_0 - D,$$

w których wielkości  $E_0$  i  $F_0$  otrzymują się w założeniu, że belka  $EF$  jest belką jednoprzęsłową, wolnopodpartą w punktach  $E$  i  $F$ , zaś wielkości  $C$  i  $D$  są to ciśnienia od belki w punktach  $C$  i  $D$  w założeniu, że jest rozpornica  $CD$ .

Wielkości  $C$  i  $D$  podane były przy obliczeniu belek trapezowo-jednozastrzałowych z rozpornicą.

Linie wpływu ciśnień  $C$  i  $D$  będą parabole o rzędnych w punktach  $C$  i  $D$  równych  $\frac{1}{2}$ , jak to wynika ze wzorów podanych na str. 341 i 342 (fig. 510). Linia wpływowa dla ciśnienia  $E_0$  będzie w postaci trójkąta o wysokości  $h=1$  pod punktem  $E$  i o podstawie  $AF$  (fig. 519).

Linia wpływu ciśnienia  $E$  otrzyma się jako różnica  $E_0$  i  $C$  i będzie miała kształt na długości  $EF$  paraboli z trójkątem na długości  $AE$ .

Siły w zastrzałach  $A_0C$  i  $B_0D$  otrzymamy z ciśnień w punktach  $C$  i  $D$ , zatem linie wpływu będą te same co i dla ciśnień w punktach  $C$  i  $D$ , tylko zamiast rzędnych  $\frac{1}{2}$  pod punktami  $C$  i  $D$  będzie  $\frac{1}{2 \cos \alpha}$ .

Siła w zastrzale  $A_0E$  będzie się równać naciskowi belek  $AE$  i  $EF$  w punkcie  $E$  podzielonemu przez  $\cos \beta$ ; zatem linia wpływu będzie taka sama jak dla  $E$  tylko rzędne należy podzielić przez  $\cos \beta$ .

Linia wpływu dla reakcji podpory  $A_0$ , w założeniu, że belka  $AB$  jest w punktach  $E$  i  $F$  rozcięta, będzie miała kształt trapezu o wysokości  $h=1$  i bokach  $AF$  i  $AE$  (fig. 519).

Parcie poziome od zastrzałów  $A_0E$  i  $A_0C$  na podporę w punkcie podparcia zastrzałów otrzymamy ze wzoru:

$$H = E \operatorname{tg} \beta + C \operatorname{tg} \alpha = (E_0 - C) \operatorname{tg} \beta + C \operatorname{tg} \alpha = E_0 \operatorname{tg} \beta + C (\operatorname{tg} \alpha - \operatorname{tg} \beta).$$

Ponieważ  $\operatorname{tg} \beta$  zawsze jest mniejszy od  $\operatorname{tg} \alpha$ , przeto linia wpływu rozporu  $H$  będzie miała kształt pokazany na fig. 519.

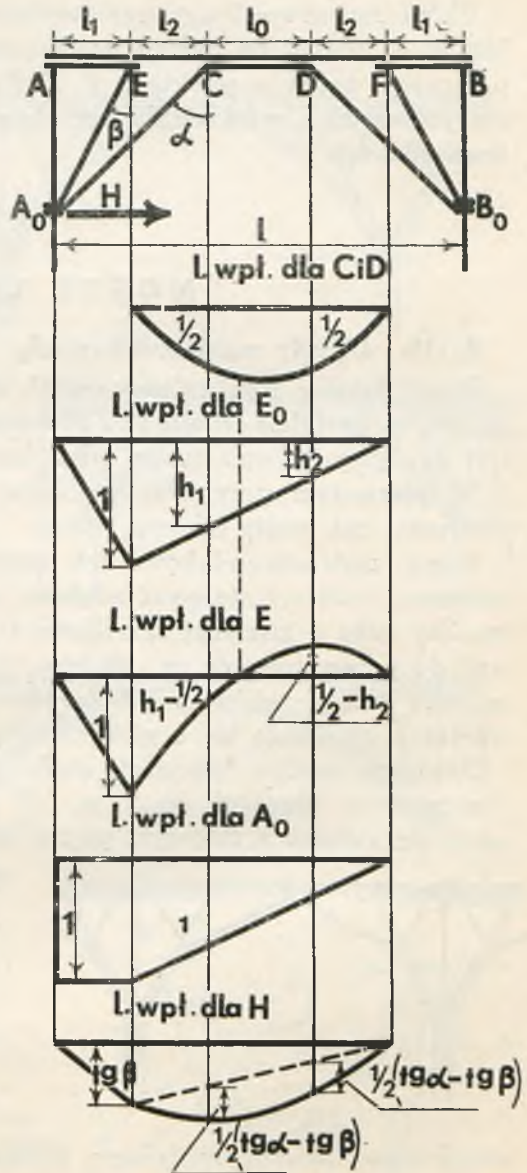


Fig. 519.

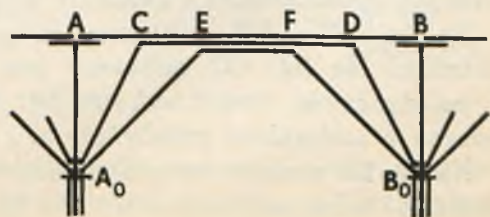


Fig. 520.



Powyższy układ może być stosowany do 20 m ÷ 25 m.

Układ trapezowo-dwuzastrzałowy z dwiema rozpornicami według fig. 520 jest nieco gorszy od układu wyżej rozpatrzonego, gdyż wymaga dobrego połączenia belek w punktach *C, E, F* i *D*, by belka *AB* mogła być rozpatrywana jako belka ciągła na całej swej długości o należywym momencie bezwładności.

## ROZDZIAŁ XIV.

### MOSTY ŁUKOWE.

#### § 119. Układy mostów łukowych.

Mosty łukowe rozróżniamy dwóch systemów: 1) dźwigary łukowe mogą być w kształcie wieloboku złożonego z pewnej ilości belek prostych i 2) dźwigary łukowe mogą mieć kształt pewnej prawidłowej krzywej.

W pierwszym przypadku będziemy mieć mosty zastrzałowo-łukowe, w drugim zaś mosty łukowe.

Mosty zastrzałowo-łukowe lub mosty łukowe stosują się zwykle, gdy zmuszeni jesteśmy stosować większe rozpiętości i przy tym pod mostem musimy mieć o znacznej szerokości i o znacznej wysokości wolny przejazd do przepuszczenia np. statków, lub też gdy w mostach z jazdą górą, jako mosty trójkątne lub trapezowo-wielozastrzałowe, zastrzały wewnętrzne otrzymują się o niewielkim pochyleniu do poziomu.

Dźwigary mostów łukowych wielobocznych wykonywamy zwykle z bali o niewielkiej długości do 5 m. W zależności od rozpiętości wielobok może się składać z czterech, pięciu lub siedmiu boków. Mosty łukowe

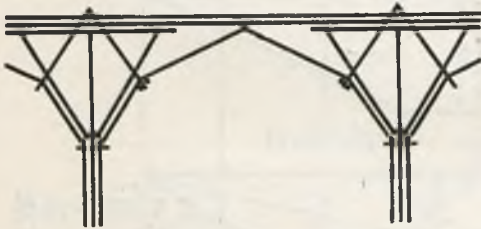


Fig. 521.

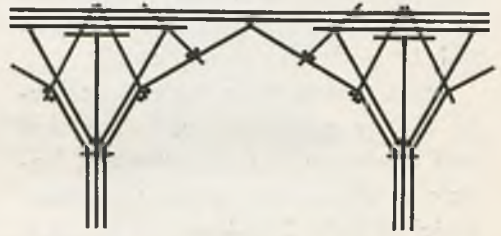


Fig. 522.

wieloboczne zawsze spotykamy łącznie z układami trapezowo zastrzałowymi z siodełkami, z zastrzałowymi z rozpornicami, lub też mieszane zastrzały z siodełkami i zastrzały z rozpornicami.

Na fig. 521 — 525 pokazane są schematycznie różne odmiany tych układów. Na fig. 521 pokazany jest układ czworoboczny z zastrzałami i pojedynczymi siodełkami, na fig. 522 również mamy układ czworoboczny z zastrzałami pojedynczymi i z siodełkami podwójnymi.

Na fig. 523 podany jest układ o pięciu bokach również z podwójnymi siodełkami i jedną parą zastrzałów, na fig. zaś 524 mamy siodełka pojedyncze podparte jedną parą zastrzałów i rozpornicę podpartą drugą parą zastrzałów.



Na fig. 524a mamy odmianę pięcioboku z zastrzałami podwójnymi podpierającymi również podwójne siodełka.

Układy siedmioboczne mają zazwyczaj dwie pary zastrzałów z siodełkami, jak to widać z fig. 525.

§ 120. Ustrój mostów zastrzałowo-łukowych.

Ponieważ w mostach zastrzałowo-łukowych elementy łuków pochylonych pod pewnym kątem do poziomu są zawsze ściskane i tylko elementy poziome

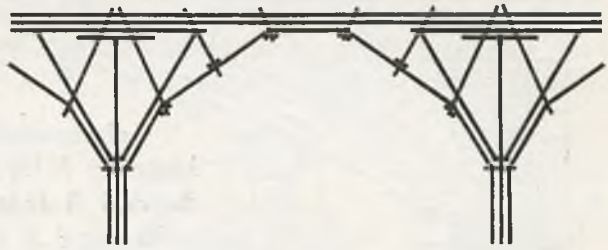


Fig. 523.



Fig. 524.



Fig. 524 a.

przylegające do belki są ściskane i zginane, przeto w węzłach wieloboków elementy łuku mogą mieć połączenie w dotyk — czoło do czoła bez czopa — lub z czopem, lecz muszą być ujęte w kleszcze wiszące ukośne oraz w kleszcze wiszące poprzeczne, by węzeł łuku utrzymać w jego należyłym położeniu. Węzeł taki pokazany jest na fig. 526 a. Końce elementów łuku przycięte są według dwudzielnej kąta, który tworzą między sobą elementy. Końce połączone są na czop. Kleszcze wiszące KW skierowane według osi dwudzielnej kąta między elementami łuku obejmują końce elementów i trzymają je w płaszczyźnie dźwigara. Zastrzał Z i kleszcze poziome KP nie pozwalają

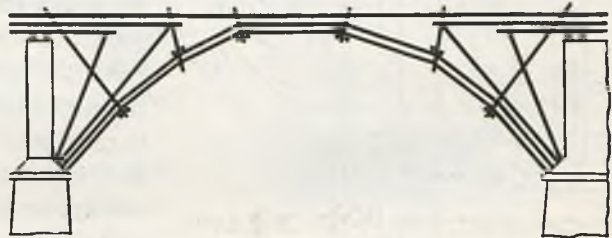
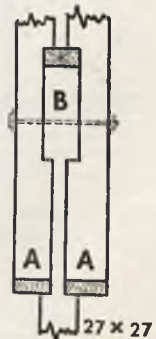
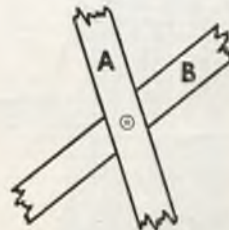
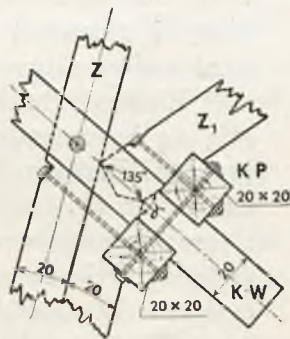


Fig. 525.



a Fig. 526 a i b.

b

względ dwudzielnej kąta, który tworzą między sobą elementy. Końce połączone są na czop. Kleszcze wiszące KW skierowane według osi dwudzielnej kąta między elementami łuku obejmują końce elementów i trzymają je w płaszczyźnie dźwigara. Zastrzał Z i kleszcze poziome KP nie pozwalają

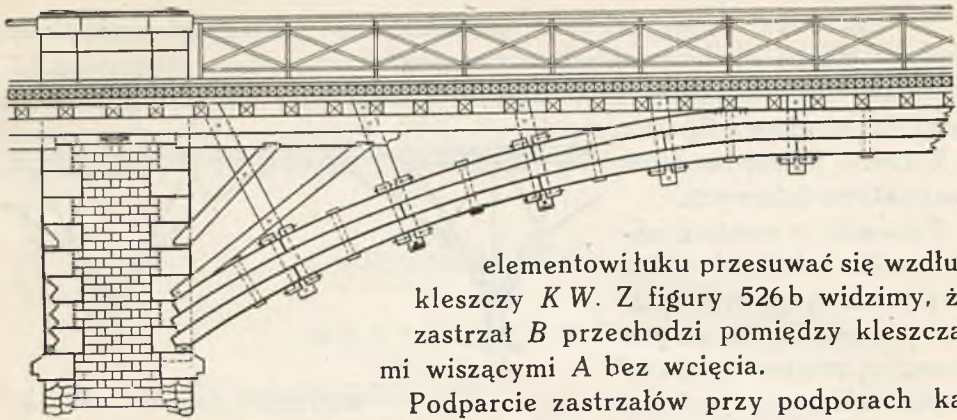


Fig. 527.

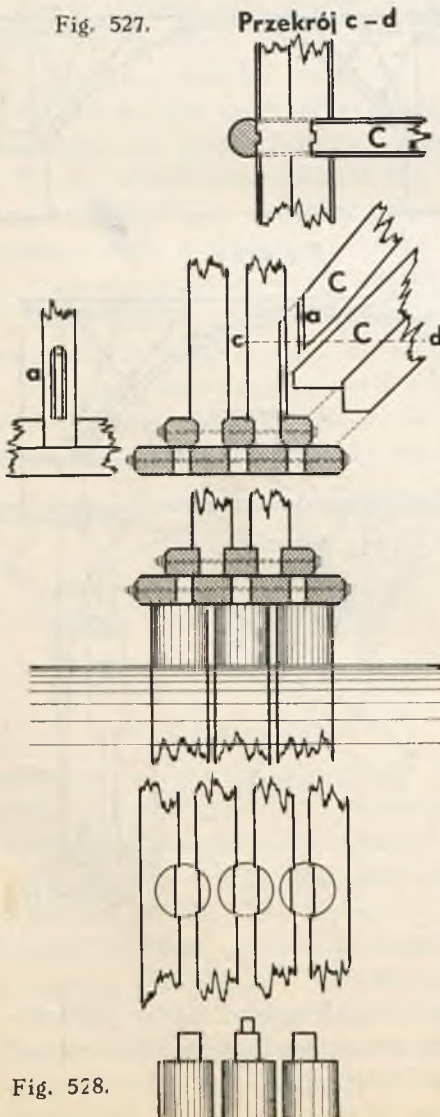


Fig. 528.

elementowi łuku przesuwają się wzdłuż kleszczy *KW*. Z figury 526b widzimy, że zastrzał *B* przechodzi pomiędzy kleszczami wiszącymi *A* bez wcięcia.

Podparcie zastrzałów przy podporach kamiennych może być wykonane według fig. 527 lub też według sposobów wskazanych uprzednio (fig. 481 — 489). By uchronić końce zastrzałów od szybkiego gnicia w przypadkach bezpośredniego podparcia zastrzałów o mur pozostawia się gniazda w murze szersze o 1,5 cm do 2,5 cm od grubości zastrzałów i nadaje się gniazdom pochylenie, by woda ściekała z muru. Lepiej jednak zamiast bezpośredniego podparcia zastrzałów o mur pod końce zastrzałów podkładać żelwne podstawki lub odpowiednie trzewiki, o czym była mowa wyżej.

Połączenie łuków i zastrzałów w mostach łukowych z podporami drewnianymi palowymi może być wykonane według różnych sposobów.

1) Elementy łuku i zastrzały opierają się bezpośrednio w kleszcze poprzeczne podpory i słupy, jak jest pokazano na fig. 528. Filar składa się z trzech szeregów pali, których końce ujęte są w kleszcze poprzeczne poczwórne. W odpowiednie gniazdo kleszczy środkowych wpuszczone są na czopy słupy podwójne, ujęte w kleszcze potrójne poprzeczne i zastrzały, opierające się bezpośrednio na kleszczach i słupkach. Taki ustrój stosowany był w niektórych mostach pe-



tersburskich przy rozpiętościach łuków do 17 m i przy głębokości wody normalnej dochodzącej do 9 m.

2) Łuki i zastrzały ścinamy w stopach na płask pod kątem prostym lub bliskim do prostego do osi łuku (fig. 529). Podpora, składająca się z trzech pali z widoku, ujęta jest w swej głowicy kleszczami poprzecznymi poczwórnymi, pomiędzy palami wstawione są słupy, których czoła dolne opierają się bezpośrednio na środkowych kleszczach. Głowice

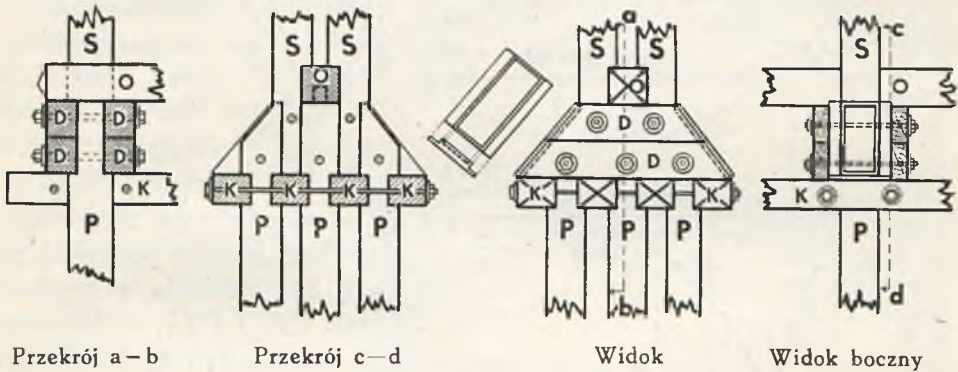


Fig. 529.

bocznych pali ścięte są ukośnie pod tym samym kątem jak stopa łuku, przy czym ukośnie ścięte głowy wznoszą się ponad kleszczami na tyle, aby płaszczyzna ukośna była dostateczna do podparcia stopy łuku.

Pal środkowy ścina się poziomo i zakończa się czopem, na który nasadza się kleszcz pojedynczy. Na ukośnie ścięte pale dajemy płyty żelwne z obrzeżami i ujmujemy je podłużnymi kleszczami z desek.

Słupki są odpowiednio wcięte na wpust w pale.

3) Trzeci sposób połączenia łuków i zastrzałów z podporami palowymi pokazany jest na fig. 529 a. Trzy szeregi pali *P* ścięte są poziomo nieco niżej stóp zastrzałów. pomiędzy palami wstawione są słupy podwójne połączone z palami klinami *k* i śrubami. Na głowicach pali nasadzone są oczepy-kleszcze *O*, na których spoczywają żelwne trzewiki w postaci skrzynek. W te skrzynki opierają się końce zastrzałów. Boczne płyty żelwne obejmują słupy i skrzynki żelwne i są ściągnięte czterema śrubami. Rozpórka *R* służy do rozparcia słupów *S*,

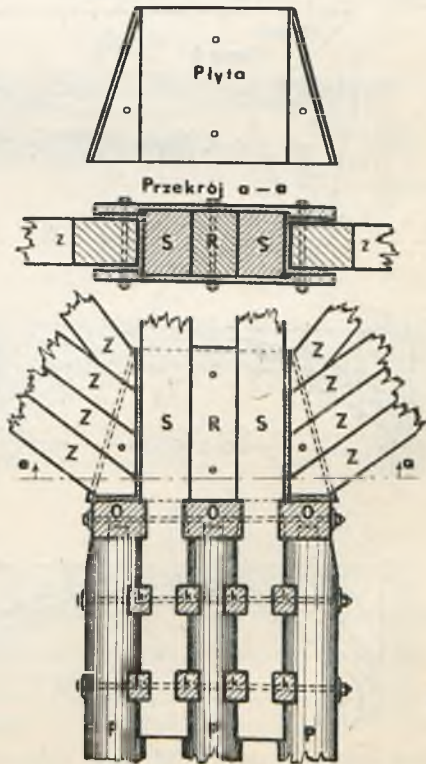


Fig. 529 a.



§ 121. Obliczenie mostów zastrzałowo-łukowych.

Obliczenie mostów zastrzałowo-łukowych sprowadza się do obliczenia mostów trapezowo-zastrzałowych z rozpornicą i trapezowo-zastrzałowych z siodłkami. Jeżeli np. weźmiemy układ zastrzałowo-łukowy (fig. 530), w którym łuk składa się z siedmiu boków, to belkę  $FCDG$  możemy

rozpatrywać jako rozciętą w punktach  $F$  i  $G$ , podpartą zastrzałami  $F_1 C$  i  $G_1 D$ , których końce rozparte są rozpornicą  $CD$ .

Z układu tego znajdziemy według wzorów podanych na str. 341 ciśnienia w zastrzałach  $CF_1$  i  $DG_1$ , z równowagi węzłów  $F_1$  i  $M_1$  znajdziemy siły  $S_1, S_2$  i  $Z_2, Z_3$  w prętach  $FF_1$  i  $F_1 M_1, MM_1$  i  $M_1 A_0$ . Tak np.:

$$Z_2 = Z_1 \frac{\sin(\gamma + \beta_2)}{\sin(\beta_1 + \beta_2)},$$

$$Z_3 = Z_2 \frac{\sin(\beta_1 + \alpha_2)}{\sin(\alpha_1 + \alpha_2)},$$

$$\text{zaś } Z_1 = -C \frac{1}{\cos \gamma}.$$

Mając ciśnienie w punkcie  $F$  od belki  $FG$  i dodając ciśnienie od belki  $EF$  otrzymamy największy nacisk w punkcie  $F$ , a zatem i największą siłę  $Z$  w zastrzale  $A_0 F$ . Nacisk w punkcie  $E$  otrzymamy rozpatrując belkę  $AEF$  jako belkę rozciętą w punkcie  $E$ . Na podstawie nacisku tego znajdziemy siłę w zastrzale  $A_0 E$ .

Siłę w słupku  $A A_0$  otrzymamy jako reakcję belki  $AE$ . Składową pionową w punktach  $A_0$  i  $B_0$  otrzymamy rozpatrując cały układ jako belkę wolno podpartą w punktach  $A_0$

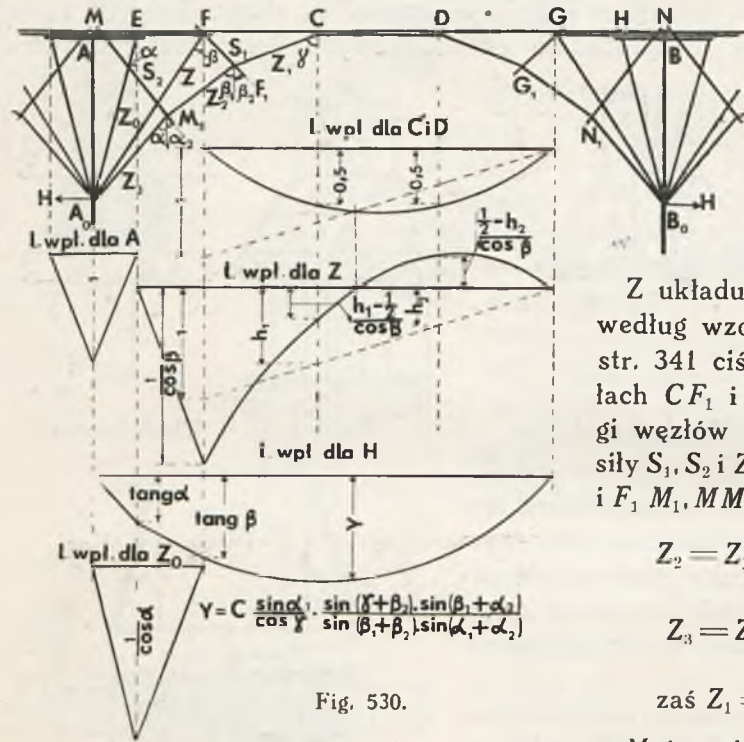


Fig. 530.

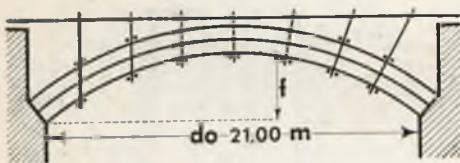


Fig. 531.



Fig. 532.

i  $B_0$ , składową zaś poziomą otrzymamy jako sumę składowych poziomych w prętach  $A_0 E, A_0 F$  i  $A_0 M_1$ . Na podstawie powyższych rozważań możemy wykreślić linie wpływu dla wszystkich wyżej wspomnianych prętów. Linie te są uwidocznione na fig. 530.

## § 122. Mosty łukowe.

Mosty łukowe z jazdą górą stosujemy zwykle wtedy, gdy wysokość ustrojowa pozwala nadać łukom dostateczne wzniesienie. Te same zalety, jakie charakteryzują mosty zastrzałowe w porównaniu z mostami wieżarowymi, mają również i mosty łukowe z jazdą górą w porównaniu z mostami łukowymi z jazdą dołem.

Najprostszy układ mostu łukowego z jazdą górą składa się z łuku, belki i kleszczy pochyłych, które mają za zadanie podpieranie belki i przekazywanie ciśnień na łuk.

Nadto czasem daje się jeszcze zastrzały pojedyncze lub podwójne z siodełkami. Stosowanie zastrzałów z siodełkami daje możliwość zwiększenia rozpiętości łuku. Przy stosowaniu dodatkowych

zastrzałów rozpiętość łuków może dochodzić do 30 m. Bez zastrzałów rozpiętość nie jest większa od  $20\text{ m} \div 21\text{ m}$  (fig. 531). Łuki, które są połączone z belką położoną nad łukiem tylko kleszczami ukośnymi wieszającymi lub słupkami, należą do łuków gibkich (fig. 532 i 533). By zwiększyć sztywność łuku można połączyć belkę z łukiem za pomocą kraty prostokątnej (fig. 534) lub kraty zastrzałowej podwójnej z ukośnymi ściągami zwykle stalowymi w postaci długich śrub (fig. 535).

Przy znacznych rozpiętościach np. 40 m i więcej, same łuki zazwyczaj daje się kratowe o kracie podwójnej zastrzałowej ze słupkami, przy czym słupki mają kierunek promieni łuku (fig. 536).

Łuki dajemy zwykle paraboliczne, gdyż te otrzymują najmniejsze momenty gnące. Stosunek strzałki łuku do jego rozpiętości najczęściej znajduje się w granicach  $\frac{1}{5} \div \frac{1}{8}$ , chociaż przyjmuje się również i stosunek  $\frac{1}{3}$  do  $\frac{1}{2}$ . Należy tutaj zaznaczyć, że łuki płaskie są nieco sztywniejsze od łuków więcej wyniosłych.



Fig. 533.



Fig. 534.

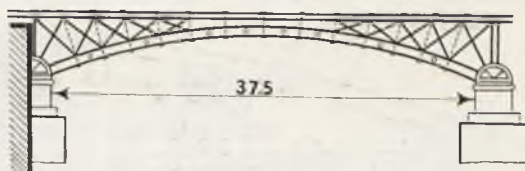


Fig. 535.

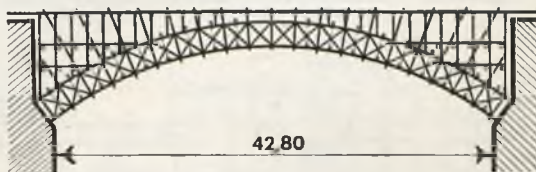


Fig. 536.



### § 123. Konstrukcja łuków.

Łuki wykonywamy z bali i z desek.

Łuki z bali mogą być w postaci łuków pełnych, t. j. bale, które tworzą łuk położone są jedne na drugich od dwóch do pięciu w dotyk lub z niewielką odległością (fig. 537). W obu przypadkach bale łączą się klinami i śrubami, by przy odkształceniu łuków uniemożliwić przesuwanie się jednych bali po drugich. Ponieważ siły poprzeczne w łukach są niewielkie, przeto odległość pomiędzy klinami może być dość znaczna, dochodząca do 1,5 m. W łukach składających się z trzech lub więcej bali kliny dajemy w różnych przekrojach. Zamiast klinów czasami pomiędzy balami wiercą dziury i wbijają w nie kolki dębowe, które w danym przypadku odgrywają rolę klinów. Wymiary bali w zależności od ich liczby i rozpiętości łuku dochodzą od 18 cm × 24 cm do 30 cm × 30 cm.

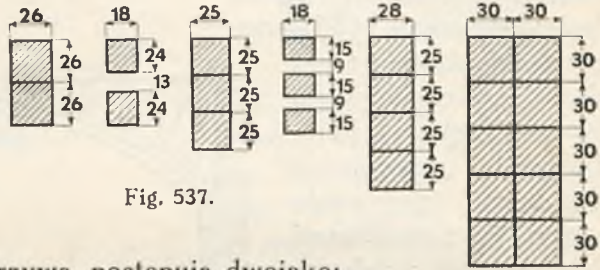


Fig. 537.

Aby nadać balom formę krzywą, postępują dwójako: albo krzywiznę osiąga się przez odpo-

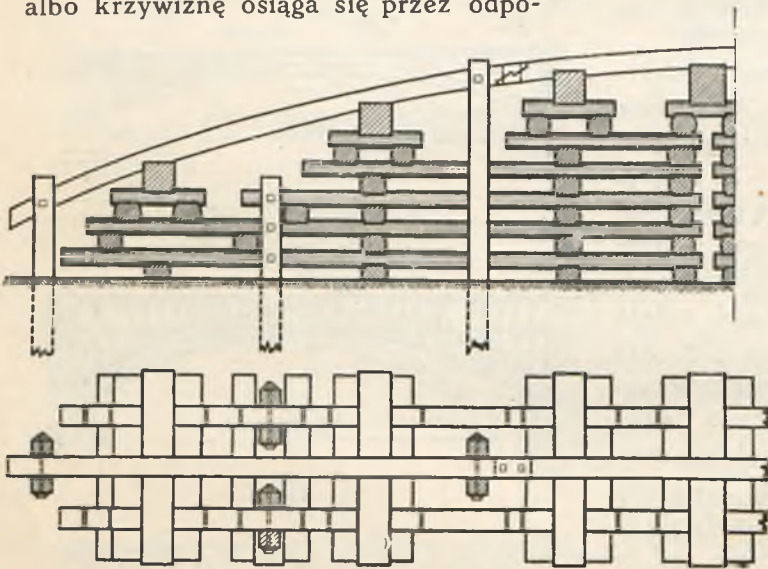


Fig. 538.

dlatego też, o ile nie zależy nam na czasie, to powinniśmy zawsze stosować sposób drugi.

Bale, które mają być użyte do zginania, powinny być wyciosane z drzewa młodego i niezupełnie suchego. Jeżeli drzewo jest suche, to przed jego wyginaniem należy je przede wszystkim zwilżyć w wodzie lub na parze, by włókna nabrały większej elastyczności i nie pękały przy wyginaniu. Najlepiej stosować bale z drzewa świeżo ściętego.

Wyginanie bali wykonywa się przeważnie na brzegu w położeniu pozio-

wiednie wycięcie, albo też za pomocą zginania bali. Pierwszy sposób jest znacznie gorszy, ponieważ przede wszystkim tracimy na drzewie, zmuszeni jesteśmy stosować bale niewielkiej długości, a następnie przecinamy włókna drzewa przez co traci ono na swej wytrzymałości i



mym na odpowiednio przygotowanej platformie, lub też w pozycji pionowej na wbitych w ziemię niewielkich palach, ściętych według krzywej łuku. Zamiast pali możemy ułożyć na ziemi stosy z klocków (klatki), różnej wysokości tak, aby bale położone na te stosy i odpowiednio do nich przyciągnięte tworzyły krzywą łuku. By łuki te utrzymać w płaszczyźnie pionowej wbijają krótkie pale, które jak kleszcze obejmują wyginane bale. Jeżeli łuk mostu składa się z kilku bali ułożonych jeden na drugim, to przy wyginaniu jednym z wyżej wymienionych sposobów bale nakładają jeden na drugi i jednocześnie je wyginają. Aby wygięte bale zachowały formę łuku, muszą należycie wyschnąć na warsztacie, na którym były wyginane, i dopiero po wyschnięciu, co ma miejsce po dwóch lub trzech miesiącach, mogą być zdjęte i przeniesione na podpory. Na fig. 538 pokazany jest sposób wyginania bali na klatkach ułożonych z krótkich bierwion i na fig. 539 mamy pale wbite w ziemię, ścięte na różnych wysokościach

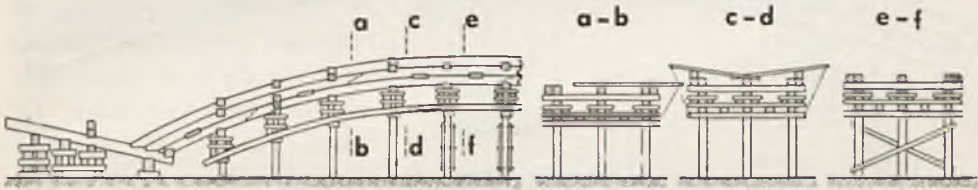


Fig. 539.

tak, że oczepy nasadzone na głowicach tych pali dają odpowiednią krzywą łuku. Na oczepach mamy belki podłużne i na nich niewielkie klatki z krótkich

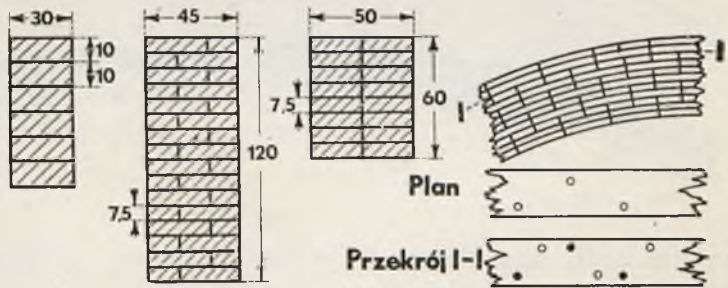


Fig. 539 a.

beleczek, na których są ułożone bale wygięte na łuki. Za pomocą podkładek w klatkach mamy możliwość regulowania wysokości ponad palami, by otrzymać ściśle krzywą łuku według obliczenia jej rzędnych. Docisk bali do podkładek uskutecznia się za pomocą wag, których jeden koniec przymocowany jest łańcuchem do oczepów pali, drugi zaś dociśnięty jest do środkowej podpory i do niej jest przymocowany.

Łuki z desek składają się z szeregu desek położonych jedna na drugiej w liczbie, która w zależności od rozpiętości może dochodzić do 12 i więcej. Na grubości łuku może być jeden lub dwa szeregi desek. Wymiary desek stosowanych w łukach są 7,5 cm × 20 cm do 10 cm × 25 cm i 10 cm × 30 cm i długości od 8 m do 12 m. Do wyginania nadają się deski z drzewa świeżo ściętego i bez sęków. Wygięte deski łączą się ze

sobą kołkami dębowymi o średnicy 2,5 cm do 3,5 cm przechodzącymi przeważnie przez trzy deski. Kołki stawiamy w odległości 0,75 m do 1,0 m w dwóch szeregach przestępnych. Kierunek kołków dajemy według promieni krzywizny (fig. 539 a).

Łuki z bali jak również i z desek powinny być ściągnięte odpowiednio w kierunku swej wysokości. Do ściągania łuków stosujemy śruby (fig. 540), opaski stalowe w kształcie strzemion (fig. 541) i wreszcie kleszcze wiszące ukośnie (fig. 531). Czasami do połączeń bali łuków stosujemy zwykle klam-



Fig. 540.

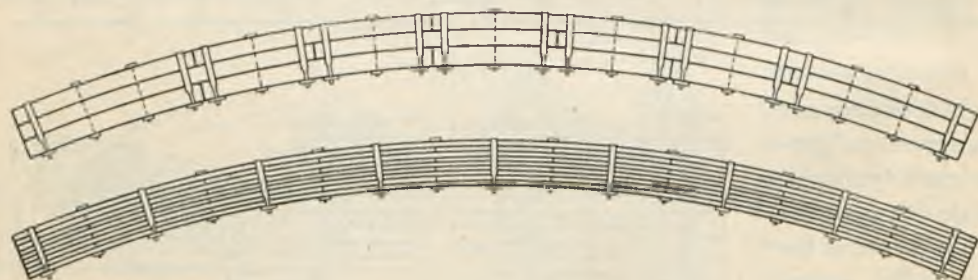


Fig 541.

ry (fig. 551), lecz klamry takie niezbyt dobrze ściągają bale. Przy usychaniu drzewa nie dają one możliwości regulowania naciągu i dlatego można je stosować tylko w mostach o charakterze czasowym.

Śruby dobrze ściągają elementy łuku, pomagają kołkom lub klinom, mającym za zadanie niedawania możliwości balom lub deskom łuków przesuwać się wzajemnie w kierunku osi łuku, i wymagają mniej materiału niż opaski, które czasami się rozluźniają i wtedy zupełnie nie ściągają elementów łuku. Wadą śrub są dziury, przez które przechodzą śruby. Dziury te poza osłabieniem przekroju łuku powodują szybkie gnicie łuku.

Ciśnienie na łuki od belek podłużnych oddaje się zwykle za pomocą kleszczy wiszących pionowych lub ukośnych w kierunku promieni łuku (fig. 531, 532, 533). Połączenie kleszczy tych pokazane jest na fig. 542.

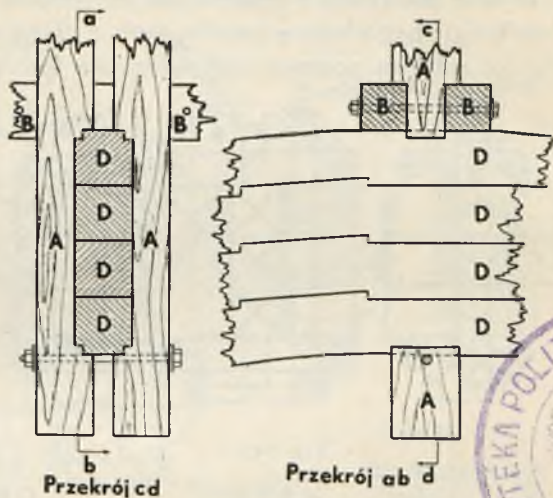
W łukach kratowych (fig. 535) połączenie kraty z belkami podłużnymi i łukami może być wykonane według fig. 542 a. Zastrzały ukośnie ścięte opierają się swymi końcami górnymi jeden o drugi i wpuszczone są na czop w belki podłużne, dolne zaś końce tych zastrzałów opierają się



w specjalne stopki dębowe lub żeliwne. Słupki ukośne (według promieni łuku) w postaci śrub ściągają belki podłużne z łukami.

Jeżeli kleszcze wiszące ukośne mają służyć jednocześnie jako ściągi, wtedy dajemy zwykle poprzeczne podwójne kleszcze wiszące z wycięciami ukośnymi, przy tym wysokość  $h_1$  pomiędzy wycięciami powinna być mniejsza od wysokości  $h$  łuku od 2 cm do 3 cm, by przy nacisku śrub kleszcze poprzeczne ścisnęły elementy łuku (fig. 543).

Styki bali i desek dajemy zwykle w różnych przekrojach, przy tym w jednym przekroju staramy się dawać styk tylko jednego elementu. W łukach wykonanych z bali, styki ich dajemy zwykle na osi kleszczy ukośnych. Połączenie bali robimy za pomocą zęba podwójnego (fig. 540). Tak ze względu na mniejszą ilość styków jak również i dla łatwiejszego wyginania bali należy bale stosować o ile możliwości długie, mając na względzie, że strzałka ugięcia rośnie proporcjonalnie do trzeciej potęgi długości bala.



Widok z dołu

Fig. 542.

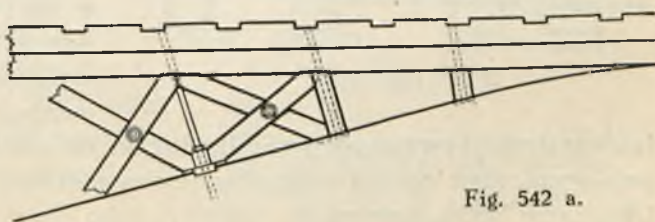
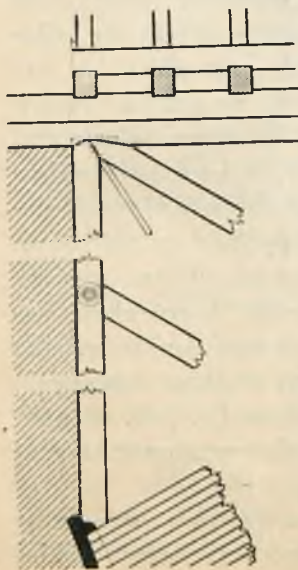


Fig. 542 a.

Styki desek dajemy również w różnych przekrojach w odległości od 1 m do 2 m jeden od drugiego (fig. 544), przy tym styki zewnętrznych szeregów dajemy również na osiach ukośnych kleszczy wiszących. Końce zewnętrznych desek łuków należy ściągać nadto dwiema śrubami z odpowiednimi podkładkami.

Łuki z bali mają tę zaletę w porównaniu z łukami z desek, że składają się z mniejszej ilości elementów



mają mniej szczelin, do których dostaje się wilgoć, nie tak łatwo zaczynają gnić i przeto są znacznie trwalsze od łuków z desek.

Do wad łuków z bali należy zaliczyć większe osłabienie przekroju łuku w miejscach sztukowania bali, trudniejsze wyginanie bali niż desek, trudniejszy wybór materiału i trudniejsze uniknięcie wewnętrznych wad materiału w środku grubego bala w porównaniu z cienkimi deskami. Nadto połączenie desek ze sobą za pomocą kołków może być silniejsze niż połączenie bali.

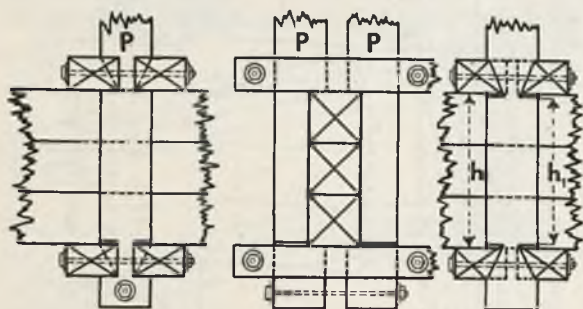


Fig. 543.

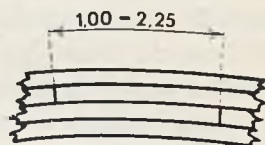


Fig. 544.

Drzewo używane na łuki mostowe należy po należytem wysuszeniu pokrywać dobrze płynami przeciognilnymi i szczeliny dobrze zasmarowywać odpowiednimi kitami, by do tych szczelin nie mogła się dostać woda.

#### § 124. Podparcie łuków.

Podparcie łuków o osi krzywej właściwie niczym się różni od podparcia łuków wielobocznych z zastrzałami, przeto nie będziemy podawać tutaj tych ustrojów, które różnią się tylko w drobnych szczegółach w zależności od wymiarów łuków w stopach. Zwrócimy jednak tutaj uwagę, że łuki drewniane wskutek

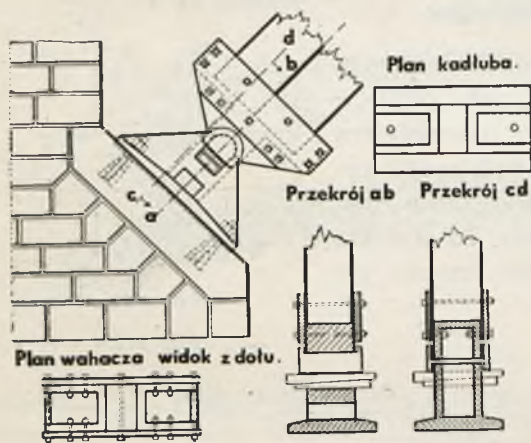


Fig. 545.

konstrukcji swej mogą być tylko łukami dwuprzegubowymi a nie bezprzegubowymi gdyż bardzo trudno byłoby zamocować stopy łuku w podporze. Obliczamy łuki drewniane również jako łuki dwuprzegubowe, a przeprowadzając zasadę, że obliczanie powinno odpowiadać konstrukcji, należy zamiast wszelkich skrzynek lub płyt żeliwnych dawać zwykłe łożysko żeliwne z przegubem, jak to się stosuje w stalowych mostach łukowych. Takie łożysko na podporze kamiennej pokazane jest na fig. 545. na podporze zaś drewnianej na fig. 546, Kliny służą tutaj do regulowania rozpiętości łuku,

Ponieważ mosty łukowe, jak również i mosty zastrzałowe, wywierają rozpór na podpory, zaś filary drewniane dość trudno jest stężyć w kie-

runku podłużnym mostu na całej wysokości podpory od dna rzeki do stóp łuku, przeto mosty łukowe z filarami drewnianymi nadają się stosunkowo do [niewielkich rozpiętości. Przy filarach kamiennych, w mostach jednoprzęślowych stosowano łuki do rozpiętości 84 m.

Oczywiście mosty łukowe tak samo jak i mosty innych systemów muszą być odpowiednio stężone za pomocą tężników poziomych i pionowych. Ponieważ jednak stężenia te mają mniej więcej jednakowy ustrój, przeto nie będziemy omawiać ich konstrukcji oddzielnie, a rozpatrzemy w miejscu, gdzie będzie mowa o tężniakach mostów

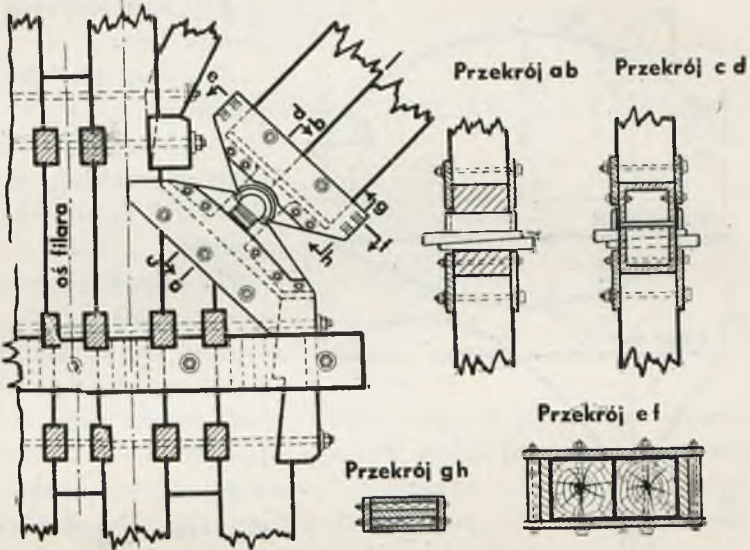


Fig. 546.

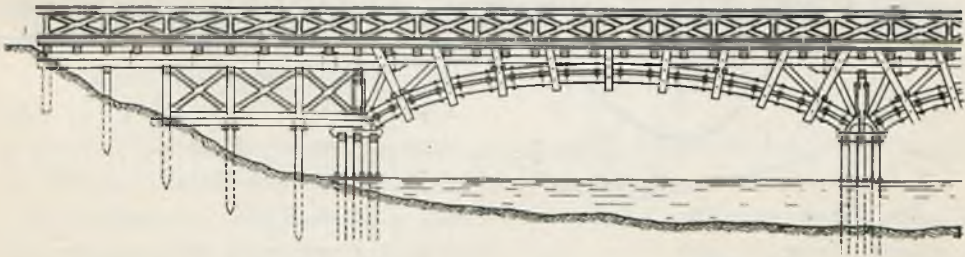


Fig. 547. Widok mostu.

kratowych i innych systemów.

Na fig. 547 pokazany jest jeden z mostów petersburskich: łukowy trójprzęślowy o rozpiętości przęsł po 17,5 m.

### § 125. Obliczenie mostów łukowych.

Jak już wyżej zaznaczyliśmy, mosty łukowe, wobec niemożności zamocowania stóp, możemy rozpatrywać tylko jako łuki dwuprzegubowe i podparcie wobec tego powinniśmy stosować

według fig. 545 i 546. Przekrój łuku stosujemy zwykle stały.

Jeżeli oznaczymy przez :

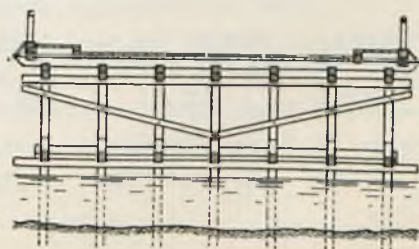


Fig. 547 a. Przekrój poprzeczny.



$x$  i  $y$  rzędne osi łuku w jakimkolwiek przekroju  $mn$  (fig. 548),

$a$  — odległość siły  $P$  od podpory  $A$ ,

$F$  — przekrój łuku,

$I$  — moment bezwładności przekroju łuku względem osi poziomej,

$W$  — wskaźnik wytrzymałości,

$E$  — współczynnik sprężystości materiału łuku,

$S$  — długość łuku od podpory do podpory,

$\varphi$  — kąt, jaki tworzy styczna do osi łuku w przekroju  $mn$  z linią poziomą

$A$  i  $B$  — składowe pionowe reakcji podpór,

$H$  — składowa pozioma reakcji podpór (rozpór),

$N_x$  — siła normalna w przekroju  $mn$ ,

$M_x$  — moment gnący w przekroju  $mn$ ,

$Q_x$  — siła poprzeczna w przekroju  $mn$

$M_0$  i  $Q_0$  — moment gnący i siła poprzeczna w przekroju  $mn$  w założeniu, że belka  $AB$  jest wolno podparta w punktach  $A$  i  $B$ ,

$l$  — rozpiętość łuku, wtedy możemy napisać:

$l$  — rozpiętość łuku, wtedy możemy napisać:

napisać:

$$N_x = (A - P) \sin \varphi + H \cos \varphi,$$

$$Q_x = (A - P) \cos \varphi - H \sin \varphi, \text{ lub}$$

$$N_x = Q_0 \sin \varphi + H \cos \varphi,$$

$$Q_x = Q_0 \cos \varphi - H \sin \varphi.$$

$$M_x = M_0 - Hy.$$

Energia sprężysta od momentu gnącego i siły normalnej będzie

$$T = \int_0^s \frac{N_x^2 ds}{2EF} + \int_0^s \frac{M_x^2 ds}{2EI}, \text{ zaś } \frac{dT}{dH} = -\Delta l = \int_0^s \frac{N_x \frac{dN_x}{dH} ds}{EF} + \int_0^s \frac{M_x \frac{dM_x}{dH} ds}{EI}.$$

$$\text{Ponieważ } \frac{dN_x}{dH} = \cos \varphi, \quad \frac{dM_x}{dH} = -y,$$

to otrzymamy

$$H = \frac{EI\Delta l + \int_0^s M_0 y ds - \frac{I}{F} \int_0^s Q_0 \cos \varphi \sin \varphi ds}{\frac{I}{F} \int_0^s \cos^2 \varphi ds + \int_0^s y^2 ds} \quad (\text{a})$$

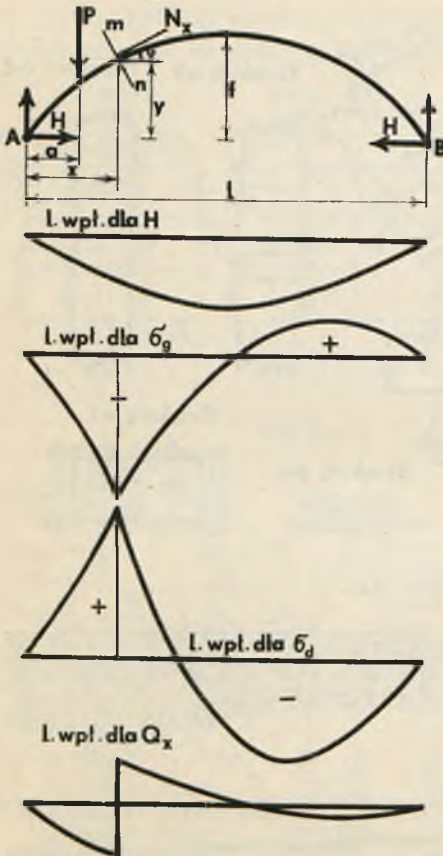


Fig. 548.



Przy łukach płaskich parabolicznych można założyć, że  $ds = dx$ ,  $\cos \varphi = 1$ ,  $\sin \varphi = 0$ ,  $s = l$ . Wtedy otrzymamy rozpór  $H$  ze wzoru:

$$H = \frac{\int_0^l M_0 y dx - EI \Delta l}{\int_0^l y^2 dx + \frac{I}{F} l}.$$

W założeniu, że  $\Delta l = 0$  i z równania paraboli  $y = \frac{4f}{l^2} x(l-x)$  mamy

$$\int_0^l y^2 dx = \frac{8}{15} f^2 l, \quad \int_0^l M_0 y dx = \frac{Pa(l-a)}{3} \left(1 + \frac{a}{l} - \frac{a^2}{l^2}\right) \text{ i}$$

$$H = \frac{5a(l-a) \left[1 + \frac{a}{l} - \left(\frac{a}{l}\right)^2\right] P}{8fl \left(1 + \frac{15}{8} \frac{I}{f^2 F}\right)} \quad (\text{b}).$$

Przy łukach nie parabolicznych można całki zastąpić sumami ze wzorów Cotesa lub Simpsona, a nawet zwykłymi sumami, podzieliwszy łuk na pewną parzystą liczbę jednakowych odcinków. Rezultaty na podstawie tych wzorów przybliżonych otrzymają się z dostateczną ścisłością do celów praktycznych.

Na podstawie wzorów (a) lub (b) przy  $\Delta l = 0$  można obliczyć znaczenia  $H$  przy różnych wielkościach  $a$  następnie, mając  $H$ , można znaleźć naprężenie w łuku od siły  $P = 1$  według wzorów:

$$\sigma_g = \frac{N_x}{F\beta} + \frac{M_x}{W}, \quad \sigma_d = \frac{N_x}{F\beta} - \frac{M_x}{W},$$

w których  $\beta$  oznacza współczynnik zmniejszenia dopuszczalnego naprężenia ze względu na możliwość wyboczenia łuku.

Na podstawie tych ostatnich wzorów, możemy obliczyć naprężenia  $\sigma_g$  i  $\sigma_d$  w górnych i dolnych włóknach łuku przy różnych wielkościach  $a$  i w różnych przekrojach, i wykreślić linie wpływu naprężeń. Mając linie wpływu naprężeń nietrudno znaleźć i same naprężenia w łuku.

Przy jednakowym przekroju łuku dostatecznie jest sprawdzić naprężenia w środku rozpiętości łuku oraz w odległości  $(\frac{1}{5} - \frac{1}{4})l$  od podpory. W tych bowiem przekrojach otrzymują się największe naprężenia. Największa siła poprzeczna otrzymuje się mniej więcej w odległości  $\frac{1}{3}l$  od podpory i rzędne linii wpływu tej siły wylicza się ze wzoru

$$Q_x = Q_0 \cos \varphi - H \sin \varphi.$$

Kształt linii wpływu wielkości  $H$ ,  $\sigma_g$ ,  $\sigma_d$  i  $Q_x$  pokazany jest na fig. 548.

### § 126. Mosty łukowe z jazdą dołem.

Mosty łukowe z jazdą dołem wykonywają się tylko ze ściągami, tak że pod względem działania swego na podpory są to mosty bezrozporowe.

Rozpór od łuków oddaje się na ściągi, który przeważnie pracuje tylko na rozciąganie od rozporu, rzadziej zaś jest jeszcze zginany od belek poprzecznych jezdni, które na nim spoczywają.

Stosunek strzałki łuku do jego rozpiętości daje się zwykle w granicach  $\frac{1}{6}$  do  $\frac{1}{7}$ . Łuki te robi się przeważnie z desek. Jeżeli deski są dobrze połączone ze sobą kołkami i śrubami tak, że uniemożliwione jest wzajemne przesunięcie desek w kierunku osi łuku, to przekrój takiego łuku

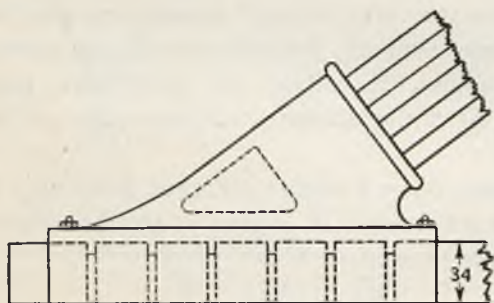
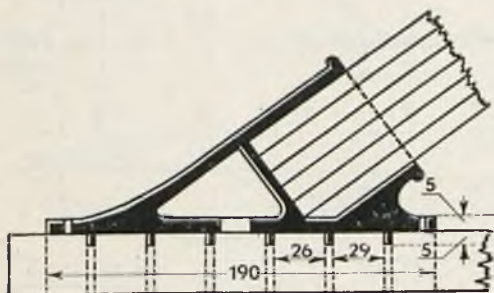


Fig. 549.

Ściągą w tych mostach mogą być z drzewa lub ze stali. Ściąg z drzewa są tańsze, lecz nasuwają znaczne trudności tak w połączeniu ściągu z łukiem na podporach, jak również i w miejscach sztukowania ściągu. Połączenie łuku ze ściągą można wykonać przy pomocy trzewika żeliwnego o kształcie pokazanym na fig. 549.

Listwy w bokach pionowych i w płycie poziomej, które się wcinają w ściągi, należy dawać w takiej odległości, by naprężenie na ścinanie było o ile możliwości niewielkie, tym bardziej, że przy znacznej ilości listew, trudno wcięcia wykonać na tyle dokładnie, aby wszystkie listwy pracowały zupełnie jednakowo.

Aby wyrównać nieściśności wcięć listew w ściągi, można wcięcia ściągu zrobić o 3 do 4-ch cm szersze, szczeliny zappełnić zaprawą cementową

z cementu wysoko wytrzymałościowego z odpowiednimi wkładkami z blaszek siatkowych systemu Ledóchowskiego, jak to było wskazane przy belkach złożonych, zazębionych i sklockowanych.

Listew pracujących należy przyjmować nie więcej jak cztery. Wysokość listew można przyjmować około 5 cm, zaś grubość ich 2,5 cm do 3 cm. Przy ściąгах stalowych połączenie łuku ze ściągiem możemy dawać analogicznie, jak w przypadku poprzednim przy ściągu z bali.

Ściąg dajemy wtedy z dwóch korytek, które możemy wzmocnić blachami poziomymi u góry i u dołu, tworząc

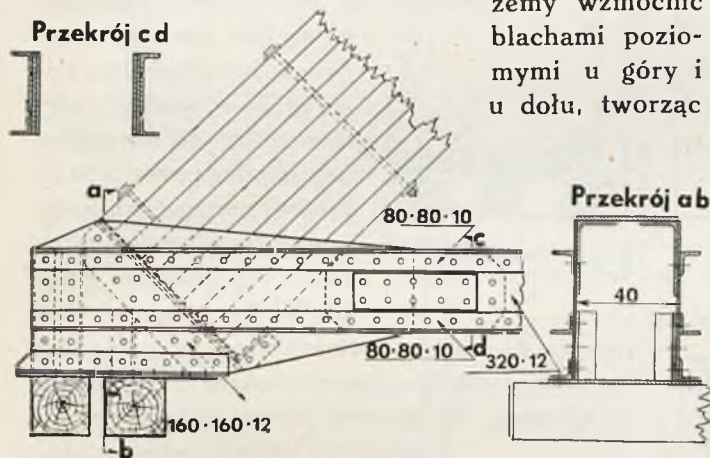


Fig. 550.

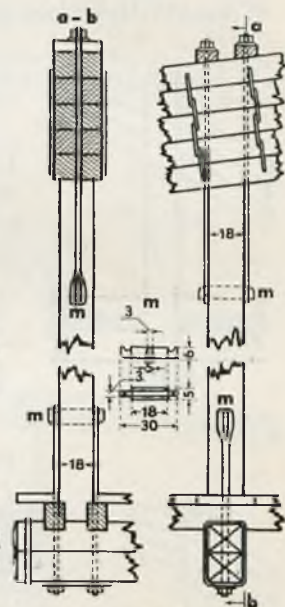


Fig. 551.

przekrój rurowy, trzewiki zaś stosujemy tutaj stalowe i łączymy je nitami ze ściągiem (fig. 550).

Liczbę nitów o średnicy  $d$  otrzymamy z równania  $n = \frac{H}{\frac{\pi d^2}{4} k_t}$ , w któ-

rym  $H$  oznacza siłę w ściągu, zaś  $k_t$  jest dopuszczalne naprężenie w nitach na ścinanie, które możemy przyjąć równe  $900 \text{ kg/cm}^2$ . Średnica nitów może być przyjęta w granicach od 20 mm do 22 mm. Dopuszczalne naprężenie w ściągach może dochodzić do  $1200 \text{ kg/cm}^2$ .

### § 127. Wieszaki.

Wieszaki mogą być drewniane z bali lub stalowe w postaci długich śrub. Wieszaki z bali mogą być albo pojedyncze i wtedy zawieszają się do łuku za pomocą dwóch śrub, które przechodzą przez łuk i przez odpowiednie podkładki, mające za zadanie rozłożenie ciśnienia od ściągu na większą powierzchnię, by nie nastąpiło zmiżdżenie łuku. Dolne końce tych śrub są zakończone ogniwami owalnymi, w które założone są poprzeczki stalowe  $m$  (fig. 551), przechodzące przez dopasowany i szczelny odpowiedni otwór w wieszaku drewnianym. Wymiary poprzeczki powinny odpowiadać siłom w wieszaku tak, aby naprężenia na bezpośredni docisk na drzewo



było w granicach dopuszczalnych i aby sama poprzeczka pod działaniem śrub nie mogła się wygiąć i końce jej nie mogły się ściąć. U dołu wieszak również ma takie same dwie śruby, które podtrzymują końce belek poprzecznych (fig. 551). Inne połączenia wieszaków pokazane są w mostach wieszarowych.

Wieszaki drewniane podwójne dajemy w postaci kleszczy obejmujących łuki i ściągi, który leży na belkach poprzecznych (fig. 552), lub też kleszcze-wieszaki obejmują ściągi i na nim leżą belki poprzeczne (fig. 553). Wieszaki stalowe

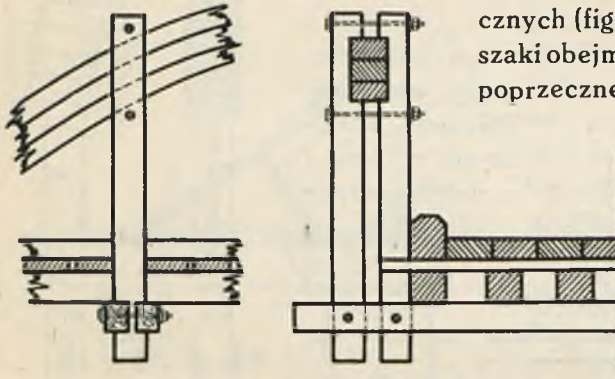


Fig. 552.

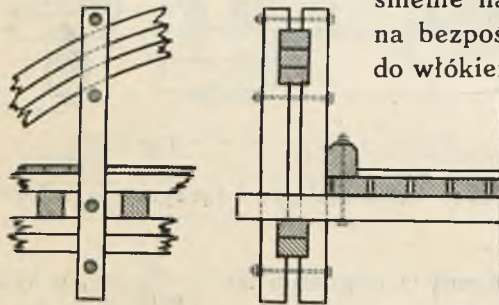


Fig. 553.

mogą być również pojedyncze lub podwójne. Pojedyncze w postaci prętów stalowych okrągłych przechodzą przez środek łuków i pod nadśrubkami mają odpowiedniej szerokości i sztywności podkładki, by rozłożyć ciśnienie na należyłą płaszczyznę ze względu

na bezpośrednie ściskanie łuków prostopadle do włókien. W dolnym końcu dajemy wtedy odpowiedni trzewik żeliwny, który służy do podtrzymania belek poprzecznych i ściągu. Ściąg w tych przypadkach leży na belkach poprzecznych (fig. 554 i 555).

Jeżeli wieszaki są podwójne, to wtedy w kierunku poprzecznym mostu obejmują one z boków

łuki i ściągi (fig. 555). Na łukach dana jest wtedy odpowiednia poprzeczka dostatecznych wymiarów ze względu na ścinanie i na zginanie oraz na rozłożenie ciśnienia bezpośrednio na łuk. Ponieważ poprzeczka ta leży na powierzchni pochyłej, przeto należy zabezpieczyć ją przed przesuwaniem się wzdłuż osi łuku. Jako zabezpieczenie mogą być dane dyble, pierścienie lub kątowniki wzięte na śruby.

Dolne końce wieszaków podtrzymują specjalne trzewiki (fig. 555), na których spoczywają belki poprzeczne. Ściągi w tych przypadkach przechodzą pomiędzy wieszakami i leżą na belkach poprzecznych, jak to jest uwidocznione na fig. 555.

W mostach wieszarowych z jazdą częściowo górą, częściowo dołem (pośrodku) (fig. 556) ustrój będzie jak w układach powyższych i dlatego też specjalnie o tym układzie mówić nie będziemy.

O tężnikach podłużnych i poprzecznych będziemy mówić szczegółowo

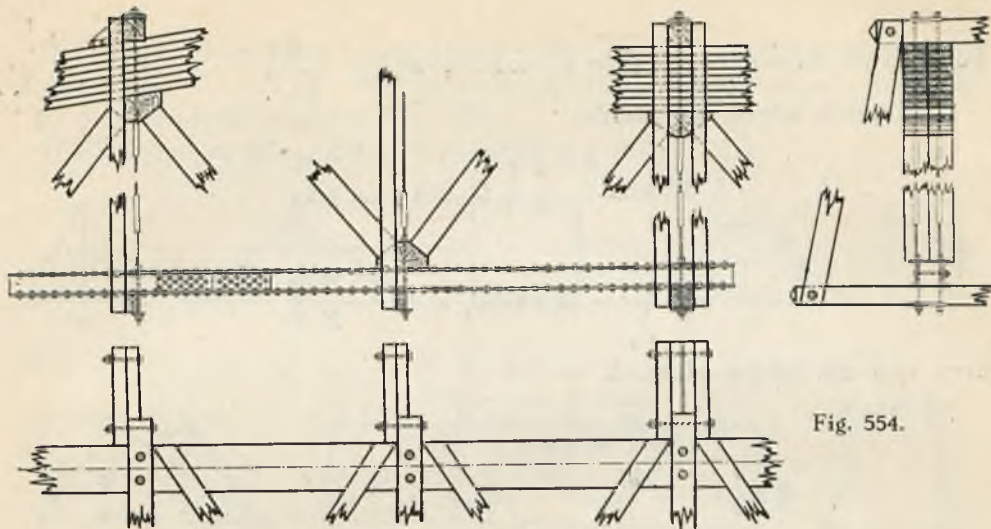


Fig. 554.

w odpowiednim miejscu, gdyż ustrój ich jest wspólny nie tylko w mostach łukowych, lecz i kratowych oraz innych systemów.

**§ 128. Obliczenie łuków ze ściągiem.**

Jeżeli zachowamy wszystkie oznaczenia jakie wprowadziliśmy przy obliczeniu łuków bez ściągu i oznaczymy dodatkowo przekrój ściągu przez  $F_s$  i współczynnik sprężystości materiału ściągu przez  $E_s$ , to wzór do obliczenia rozporu  $H$  otrzymamy ze wzoru (a) str. 358

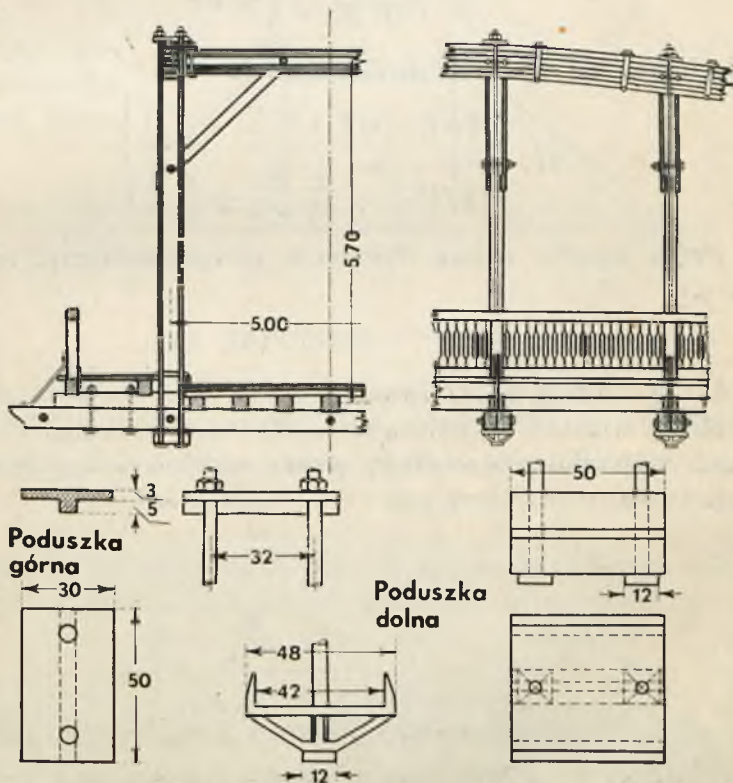


Fig. 555.

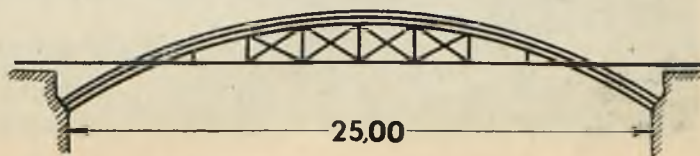


Fig. 556.

po wstawieniu zamiast  $\Delta l$  jego wartości równej  $-\frac{Hl}{E_s F_s}$ .

$H$  otrzyma wtedy wyrażenie:

$$H = \frac{\int_0^s M_0 y ds - \frac{I}{F} \int_0^s Q_0 \cos \varphi \sin \varphi ds}{\frac{I}{F} \int_0^s \cos^2 \varphi ds + \int_0^s y^2 ds + \frac{EIl}{E_s F_s}}$$

przy tym dla łuków płaskich

$$H = \frac{\int_0^l M_0 y dx}{\frac{Il}{F} + \frac{EIl}{E_s F_s} + \int_0^l y^2 dx}$$

dla łuków zaś płaskich parabolicznych

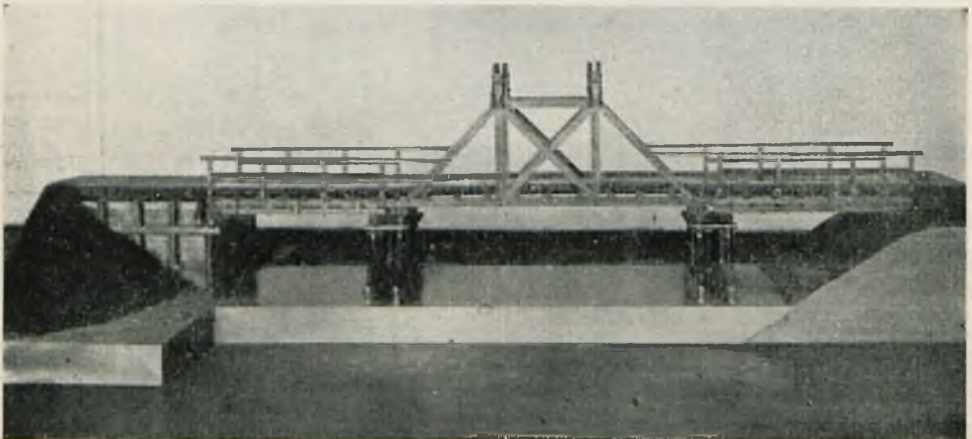
$$H = \frac{Pa(l-a) f \left[ 1 + \frac{a}{l} - \left( \frac{a}{l} \right)^2 \right]}{3Il \left( \frac{1}{F} + \frac{1}{F_s} \frac{E}{E_s} \right) + \frac{8}{15} f^2 l}$$

Mając rozpór, dalsze obliczenia przeprowadzamy, jak w łukach bez ściągu.

## ROZDZIAŁ XV.

### § 129. Mosty wieszarowe.

Mosty wieszarowe należą do mostów z jazdą dołem. Podobnie jak w mostach zastrzałowych mieliśmy pewne zasadnicze trzy typy, tak i tutaj będziemy rozróżniać trzy typy.



Widok mostu wieszarowego (z modelu).



- 1) trójkątno-wieszarowe pojedyncze (fig. 557 a), trójkątno-wieszarowe złożone (fig. 557 b i c), trójkątno-wieszarowe dwuzastrzałowe (fig. 558)
- 2) trapezowo-wieszarowe (fig. 559) i
- 3) trapezowo-wieszarowe z rozpornicą (fig. 560).

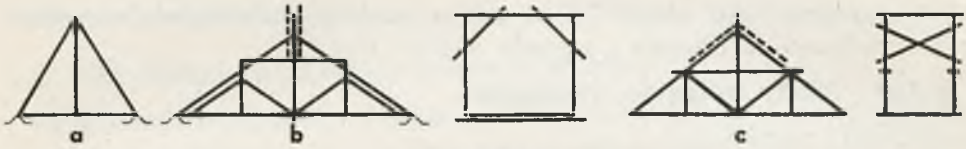


Fig. 557 a b i c.

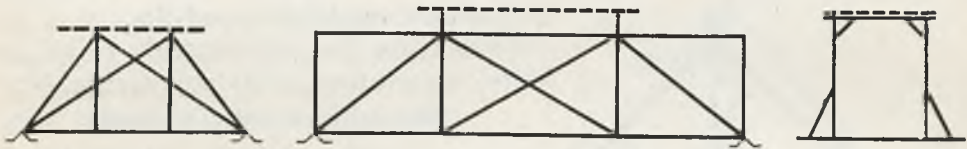


Fig. 558.

Fig. 559.

Ważną zaletą tych mostów jest ich niewielka wysokość ustrojowa, która się składa jedynie z wysokości sciążu i pomostu, oraz to, że mosty te dają reakcje na podpory tylko pionowe,

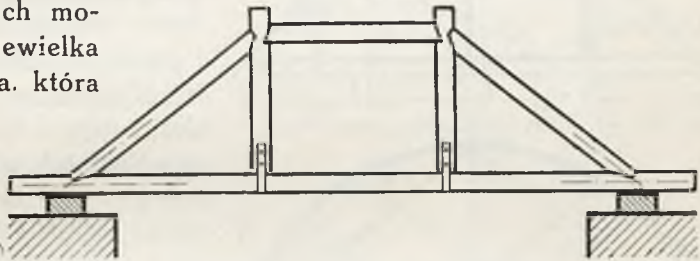


Fig. 560.

wskutek czego podpory mogą być stosunkowo niewielkie. Obok jednak wskazanych zalet mosty te posiadają swe wady. Przede wszystkim są mało sztywne w kierunku poprzecznym, gdyż albo nie można w nich dać żadnych wiązań (tężników górnych) przy dźwigarach nie dość wysokich ze względu na obrysie przejazdu, lub też przy większej wysokości dźwigarów wiązania te mogą być dane niezbyt silne i to tylko pośrodku dźwigarów. Następnie dźwigary niezakryte pomostem narażone są na niszczące działanie atmosferyczne. Wprawdzie można je ochronić od tego działania, pokrywając je deskami z boków i nakrywając dachem, lecz tym sposobem stworzymy jakby namiot nad mostem, co oczywiście zupełnie będzie chronić most od deszczu i słońca, lecz za to znacznie zwiększymy ciężar nieużyteczny mostu i otrzymamy znaczną boczną powierzchnię mostu narażoną na parcie wiatru.

Mosty wieszarowe, jako mosty z jazdą dołem, mają ograniczoną szerokość, gdyż belki poprzeczne przy znacznej szerokości mostu otrzymują się silne, a zatem czasem trudne do wykonania.

W mostach drogowych dajemy zwykle trzy dźwigary, w mostach zaś kolejowych dwa dźwigary pod każdy tor. Tym sposobem dla linii kole-

jowej dwutorowej otrzymujemy dwa mosty, postawione obok siebie zupełnie niezależnie jeden od drugiego. Również i w mostach drogowych lepiej jest dać dwa niezależne mosty dla obu kierunków ruchu. Odległość pomiędzy osiami dźwigarów w mostach drogowych o jeździe jednokierunkowej powinna być około 3,8 m, zaś w mostach kolejowych szerokość ta jest zależna od obrysu i wypada około 5,0 m.

### § 130 Mosty trójkątno-wieszarowe.

#### a) Obliczenie.

W moście trójkątno-wieszarowym pojedynczym (fig. 561) rozpiętość 2l jest zwykle nie większa od 9 m.

Ściąg może być jednocześnie belką, na której są ułożone belki poprzeczne, przy tym belką zazwyczaj ciąglą.

Jeżeli założymy, że punkt C, gdzie belka AB jest podtrzymywana wieszakiem DC, jest stały i przekrój belki jednakowy na całej długości, to mamy od ciężaru skupionego P, znajdującego się w odległości a od podpory A, ciśnienie:

$$C = P \left( \frac{3}{2} \frac{a}{l} - \frac{1}{2} \frac{a^3}{l^3} \right).$$

Z równowagi węzła C otrzymujemy, że siła w wieszaku V będzie się równać sile C, zaś z równowagi

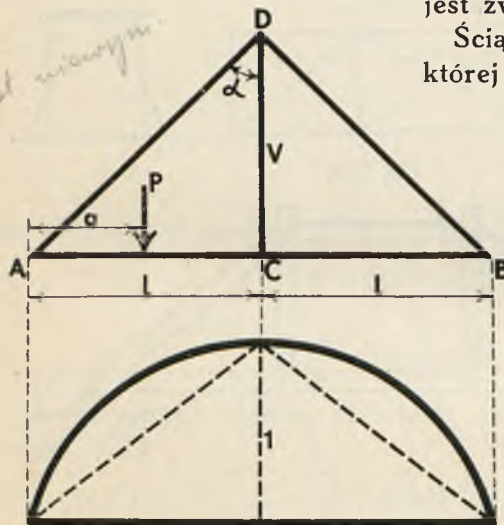


Fig. 561.

węzła D otrzymujemy, że siła w zastrzałach będzie:

$$Z = - \frac{C}{2 \cos \alpha}.$$

Z równowagi węzła A z rzutu na oś poziomą otrzymujemy że siła w ściągach  $H = -Z \sin \alpha = C \operatorname{tg} \alpha$ .

Zatem linie wpływu dla wszystkich trzech wielkości V, Z i H będą tego samego kształtu jak linia wpływu dla C.

Przy obliczaniu zastrzałów, jako prętów ściskanych, musimy uwzględnić możliwość wybożenia, zaś ściąg, który oprócz siły osiowej zaczepionej mimośrodowo, będzie jeszcze zginany momentem M musi być sprawdzony według wzoru:

$$\sigma_g = \frac{H}{F} + \frac{M + m}{W}, \quad \sigma_g = \frac{H}{F} + \frac{M - m}{W},$$

w którym przez m oznaczyliśmy moment, wynikający z mimośrodowego zaczepienia siły H. Co się zaś tyczy momentu M, to może on być

dodatni lub ujemny w zależności od odległości przekroju belki (ściągu) od podpory A.

Gdyby ściąg AB był rozcięty w węzle C, wtedy musielibyśmy belkę AB rozpatrywać jako rozciętą i linie wpływu miałyby wtedy kształt dla wszystkich wielkości trójkątny z wierzchołkiem pod węzłem C.

§ 131. Mosty trójkątno-wieszarowe złożone.

W mostach większych rozpiętości dajemy dwa wieszaki, a więc dzielimy rozpiętość na 4 przedziały i otrzymujemy wtedy jakby trzy proste układy trójkątno-wieszarowe (fig. 562). Belkę AB, ponieważ rozpiętość jej jest dość znaczna i może dochodzić do 18 m, dajemy przeważnie rozciętą w miejscu jej zawieszenia w punkcie E; dlatego rozpatrujemy ją jako belkę rozciętą w punktach podparcia.

Z równowagi węzłów C i D t. j. z rzutów na oś pionową, możemy napisać, że siły w wieszakach CC' i DD' równe są siłom w punktach C i D; przeto linia wpływu dla tych sił będzie miała kształt trójkąta o wysokości równej 1 pod węzłami C i D.

Z równowagi węzłów C' i D', t. j. z rzutów na oś prostopadłą do AE' lub BE', znajdziemy, że siła w zastrzałach C'E i D'E będzie się równać  $Z = -\bar{V} \frac{\cos \beta}{\cos \alpha_1}$ , jeżeli przez  $\alpha_1$

oznaczymy kąt pochylenia zastrzału C'E względem prostopadłej do AE' lub E'B, przez  $\beta$  kąt pochylenia wieszaka C'C względem tejże prostopadłej.

Przeto zastrzały C'E i D'E będą wtedy pracowały, gdy będzie naciąg w wieszakach C'C i D'D.

Linia wpływu dla wieszaka E'E będzie miała kształt trójkąta o podstawie l i wysokości  $h = 1$  pod wieszakiem E'E, gdyż dla siły P w odległości x od podpory A, jeżeli weźmiemy przekrój mn i moment sił znajdujących się na lewej odciętej części względem węzła A, to otrzy-

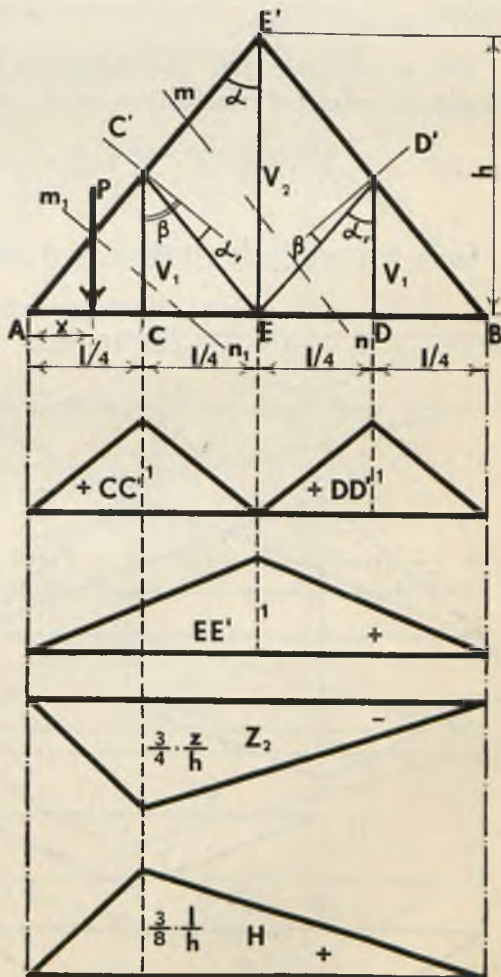


Fig. 562.



mamy, że  $V_2 \frac{l}{2} = P x$ , czyli  $V_2 = \frac{2 x P}{l}$ , ponieważ siła w pręcie  $D' E$  równa się zeru, co wynika z poprzedniego, jeżeli  $x \leq \frac{l}{2}$ .

Z równowagi węzła  $E'$  otrzymujemy, że siła w zastrzałach  $E'C'$  i  $E'D'$  równa się  $Z = -V_2 \frac{1}{2 \cos \alpha}$ . t. j. kształt linii wpływu dla sił w zastrzałach będzie taki sam, jak dla siły  $V_2$ , tylko zamiast jedności pod węzłem  $E$  będzie  $\frac{1}{2 \cos \alpha} = \frac{z}{2h}$ , jeżeli przez  $z$  oznaczymy długość zastrzału  $A E'$ .

Siłę w zastrzale  $A C'$  znajdziemy z równania momentu sił lewej części dźwigara, odciętej przekrojem  $m_1 n_1$ , względem węzła  $C$ . Otrzymamy, że

$$Z_2 = -\frac{3 x z}{h l} \text{ przy } x \leq \frac{l}{4}; \quad Z_2 = -\frac{(l-x) z}{h l} \text{ przy } x \geq \frac{l}{4}, \quad P=1.$$

Linia wpływu będzie trójkąt o wysokości  $\frac{3}{4} \frac{z}{h}$  pod wieszakiem  $C' C$ .

Z równowagi węzła  $A$ , rzutując siły na oś poziomą, otrzymamy siłę w ściągu  $H$ ; będzie się ona równać:

$$H = -Z_2 \sin \alpha = +\frac{3 x}{2 h} \text{ przy } x \leq \frac{l}{4}, \quad H = \frac{l-x}{2 h} \text{ przy } x \geq \frac{l}{4}.$$

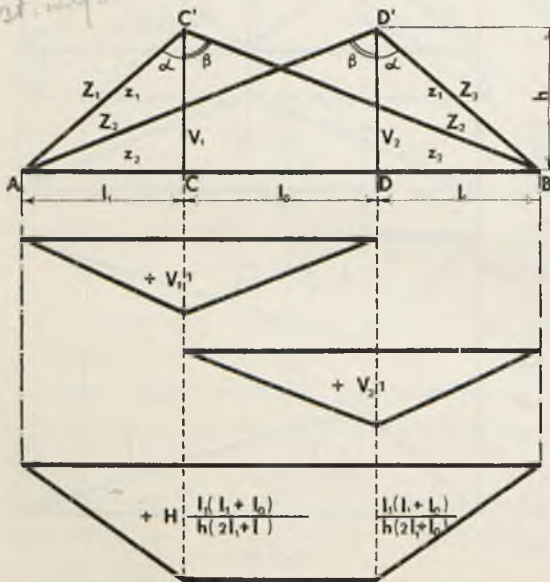


Fig. 563.

Linia wpływu będzie tego samego kształtu co i dla  $Z$ , tylko rzędna pod  $C' C$  będzie  $\frac{3}{8} \frac{l}{h}$ .

§ 132. Układ trójkątno-wieszarowy z dwiema parami zastrzałów.

Układ ten (fig. 563) w istocie swej niczym się nie różni od układu trójkątno-zastrzałowego z dwiema parami zastrzałów i dlatego też obliczenie jego niczym się nie różni od obliczenia mostu zastrzałowego.

Jeżeli siły w zastrzałach oznaczymy przez  $Z$ , siłę w ściągu przez  $H$ , wysokość

belki przez  $h$ , kąty pochylenia zastrzałów względem pionu przez  $\alpha$  i  $\beta$ , zaś długość krzyżulców przez  $z$ , to możemy napisać:

$$Z_1 = -\frac{V_1 \sin \beta}{\sin(\alpha + \beta)}, \quad Z_2 = -\frac{V_2 \sin \alpha}{\sin(\alpha + \beta)}, \quad Z_3 = -\frac{V_2 \sin \beta}{\sin(\alpha + \beta)},$$

$$Z_4 = -\frac{V_2 \sin \alpha}{\sin(\alpha + \beta)}, \quad H = -Z_1 \sin \alpha - Z_4 \sin \beta = (V_1 + V_2) \frac{\sin \alpha \sin \beta}{\sin(\alpha + \beta)} =$$

$$= (V_1 + V_2) \frac{l_1(l_1 + l_0)}{h(2l_1 + l_0)}.$$

Ustrój tego rodzaju mostów może być stosowany od 18 m do 20 m rozpiętości.

Belka  $AB$  jest zwykle belką rozciętą i dlatego kształt linii wpływu sił w poszczególnych prętach będzie, jak pokazano na fig. 563.

W punktach skrzyżowania się wieszaków z zastrzałami wieszaki przechodzą swobodnie bez połączenia ich z zastrzałami.

§ 133. Układ trapezowo-zastrzałowy z rozpornicą.

W układzie tym (fig. 564) dajemy zwykle krzyżulec  $CD'$ , aby otrzymać układ niezmienny.

Belkę  $AB$  uważamy jako rozciętą w węzłach  $C$  i  $D$ . Linia wpływu sił w wieszaku  $V_2$  będzie trójkątem o podstawie  $l + l_0$  i wysokości  $h = 1$  z wierzchołkiem pod punktem  $D$ .

Linia wpływu sił w wieszaku  $V_1$  będzie trójkątem o podstawie  $2l_1 + l_0$  i wysokości  $h = \frac{l_1 + l_0}{2l_1 + l_0}$  z wierzchołkiem pod punktem  $C$ , co łatwo otrzyma się, jeżeli zrzutujemy na oś pionową wszystkie siły, działające na lewą część układu odciętą przekrojem  $mn$ .

Linie wpływu siły w  $Z_1$  otrzymuje się z równowagi węzła podporowego  $A$ .

Z rzutu na oś pionową otrzymamy:

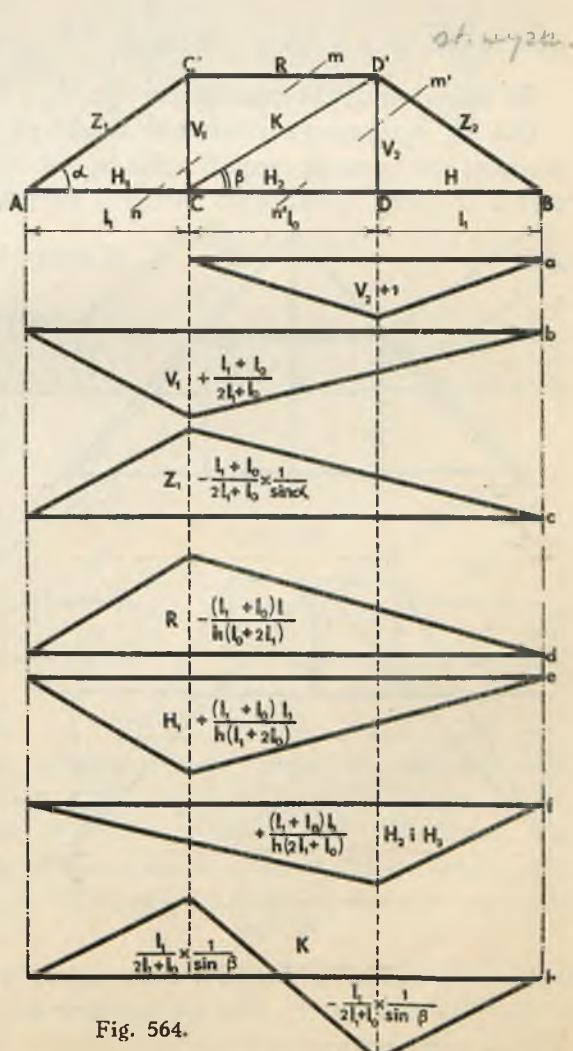


Fig. 564.

$$Z_1 = -\frac{A}{\sin \alpha} = -\frac{x}{(2l_1 + l_0) \sin \alpha},$$

jeżeli  $x$  oznacza odległość siły  $P=1$  od prawej podpory.

Dla siły w rozpornicy  $R$  otrzymamy linię wpływu, jeżeli weźmiemy moment sił lewej odciętej części względem węzła  $C$ . A więc

$$R = -\frac{Al_1}{h} = -\frac{l_1 x}{(2l_1 + l_0) h}.$$

Pod węzłem  $C$  rzędna będzie  $\frac{(l_1 + l_0) l_1}{(2l_1 + l_0) h}$ .

Dla części  $AC$  ściągu otrzymamy siłę  $H_1 = \frac{Al_1}{h}$  z momentu sił względem

węzła  $C'$ . A więc  $H_1 = \frac{l_1 x}{(2l_1 + l_0) h}$  przy  $x \leq (l_1 + l_0)$

Tę samą wielkość otrzymamy dla  $H_2$  i  $H_3$ .

Dla  $H_3$  otrzymamy równanie rzędnych linii wpływu, jeżeli weźmiemy moment sił prawej części układu odciętej przekrojem  $m_1 n_1$  względem węzła  $D'$  przy oznaczeniu przez  $x$  odległości siły  $P$  od lewej podpory.

$$\text{Zatem } H_3 = \frac{Bl_1}{h} = \frac{l_1 x}{(2l_1 + l_0) h}.$$

Dla krzyżulca  $K$  otrzymamy siłę, jeżeli rozetniemy pionowo układ i rozpatrzmy rzut pionowy jednej lub drugiej części dźwigara w zależności, gdzie jest siła  $P=1$ .

Dla lewej części, jeżeli siła  $P=1$  jest między  $B$  i  $D$ , otrzymamy, że  $K \sin \beta = -A$ , zaś dla prawej części, jeżeli siła  $P=1$  jest między  $A$  i  $C$ , otrzymamy, że  $K \sin \beta = +B$ .

Zatem linia wpływu będzie mieć dwie połacie: dodatnią i ujemną, jak pokazano na fig. 564. Wyżej rozpatrzony układ przedstawia właściwie poniekąd już dźwigar kratowy.

Oprócz rozpatrzonych wyżej układów mogą być połączenia

jednych układów z drugimi. Otrzymamy wtedy różne kombinacje.

Na fig. 565 jest pokazane połączenie układu trójkątno-wieszarowego z trapezowo-wieszarowym z rozpornicą.

Na fig. 566 jest pokazane również połączenie układu trójkątno-wieszarowego i trapezowo-wieszarowego z rozpornicą, tylko z jezdnią podniesioną.

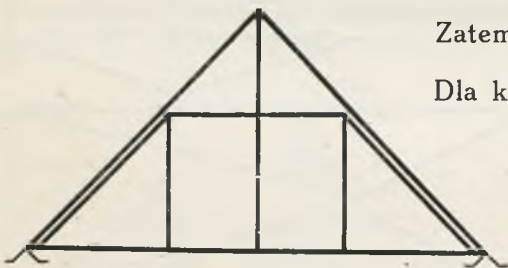


Fig. 565.

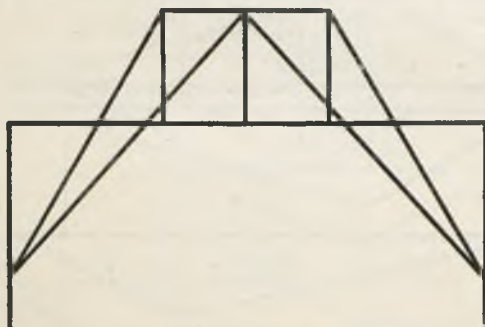


Fig. 566.



Fig. 567 daje połączenie układów trapezowo-wieszarowego z rozpornicą i zastrzałowego. Nadaje się ten układ do wiaduktów przy niewielkiej wysokości ustrojowej.

### § 134. Połączenie zastrzałów ze ściągiem.

Połączenie zastrzałów ze ściągiem może być wykonane różnymi sposobami. Zależy to od pochylenia krzyżulca względem ściągu i siły w krzyżulcu, której składowa pozioma przenosi się na ściągi.

Przy zastrzałach pochyłonych do ściągu pod kątem  $35^\circ$  i więcej można połączenie robić prostym pojedynczym zębem z czopem lub bez czopa, przy tym należy ściągnąć zastrzał ze ściągiem śrubą lub klamrami.

Klamry dajemy ze stali płaskiej o wymiarach 30 mm do 50 mm

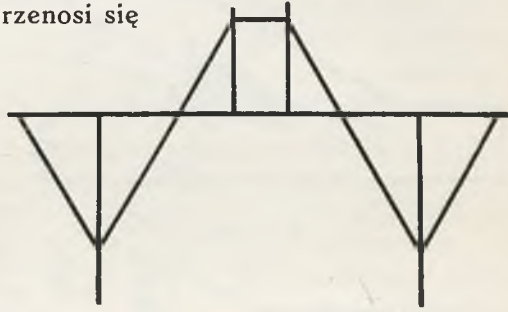


Fig. 567.

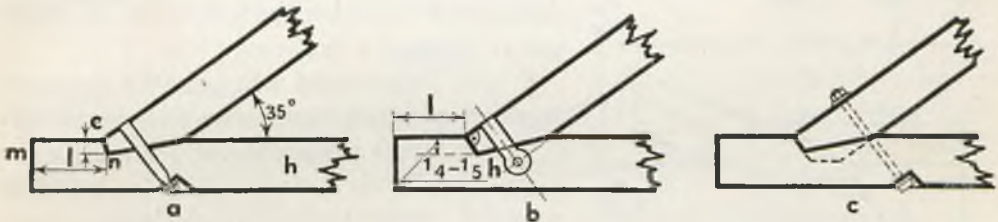


Fig. 568 a, b i c.

szerokości i około 12 mm do 15 mm grubości. Głębokość wcięcia zęba powinna zadostęcznie wytrzymałości na do-  
cisk od składowej poziomej, t. j.  $H \leq e b k_c$ , odległość zaś wcięcia od końca ściągu

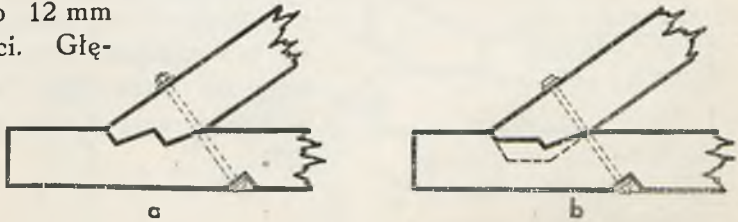


Fig. 569 a i b.

powinna być dostateczna, aby nie mogło nastąpić ścinanie ściągu wzdłuż linii  $m n$ . Powinno być zatem  $H < l b k_l$ , gdzie  $k_c$  i  $k_l$  oznaczają dopuszczalne naprężenia na ściskanie i ścinanie,  $b$  grubość ściągu, którą zwykle bierze się taką, jak grubość zastrzału,  $l$  odległość wcięcia od końca i  $e$  głębokość wcięcia (fig. 568 a).

Przy mniejszym pochyleniu zastrzału do ściągu można uzbroić zastrzał w podwójny ząb i połączyć go ze ściągiem śrubami lub klamrami (fig. 569 a i b).

Przy znacznych siłach w zastrzałach można dodać kliny  $A$  i  $B$  (fig. 570).

Koniec ściągu można połączyć z klockiem zębami lub klinami i w czoło klocka oprzeć zastrzał (fig. 571 a, b i c).

Połączenie to nadaje się przy dużych siłach w zastrzałach.

Wreszcie połączenie można uskutecznić za pomocą trzewików żeliwnych lub stalowych według fig. 507 i 549. Połączenie to jest stosunkowo bardzo proste, daje prosty i łatwy sposób składania mostu. Ilość i wielkość listew wciętych w ściągi zależy od sił w zastrzale.

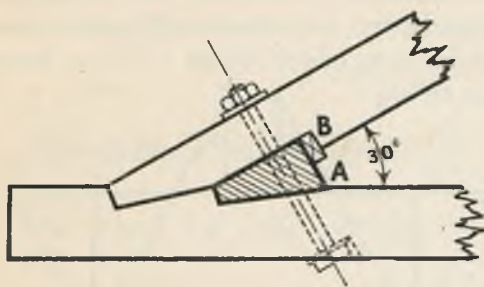


Fig. 570.

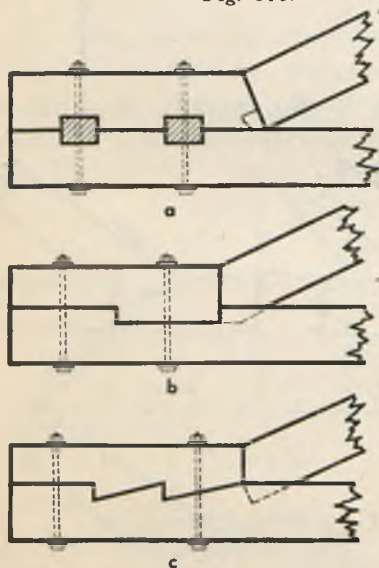


Fig. 571 a, b i c.

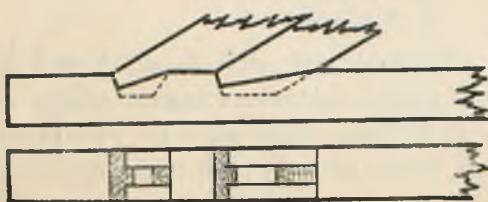


Fig. 572.

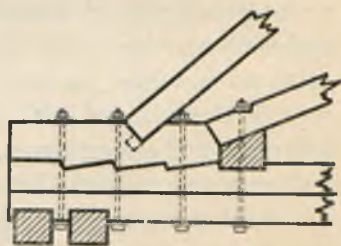


Fig. 573.

W tych połączeniach wieszak wznosi się ponad końce zastrzałów, zadość czyniąc warunkowi wytrzymałości na ścinanie wzdłuż linii  $mn$  i  $m'n'$ .

Gdybyśmy chcieli ściąć wieszak narówni z zastrzałami, wtedy moglibyśmy urządzić połączenie według jednego ze sposobów pokazanych

Zastrzały podwójne mogą być połączone ze ściągiem według fig. 572 lub według fig. 573, jeżeli zastrzały są różnie pochylone względem ściągu.

Końce ściągów należy sprawdzić na ścinie od sił poprzecznych, gdyż w miejscach wcięcia listew ściągi jest osłabiony i może nastąpić jego złamanie (fig. 574). Wzmocnienie ściągu w tym miejscu można uskutecznić za pomocą dodatkowych siodełek, połączonych ze ściągiem klinami i śrubami.

### § 135. Połączenie wieszaków z zastrzałami w mostach trójkątno-wieszarowych.

Przy wieszakach pojedynczych można połączyć zastrzały, wcinając je w wieszak prostym pojedynczym lub podwójnym zębem z czopem lub bez czopa. Aby utrzymać zastrzały we wcięciach, stosujemy proste lub załamane klamry stalowe o szerokości od 60 mm do 75 mm, przez które przepuszczamy śruby, jak to widać z fig. 575.

na fig. 576. Przy tych połączeniach musimy dobrze związać zastrzały z wieszakiem za pomocą klamer i dobrze ściągnąć połączenie, aby nie nastąpiło ścięcie końców wieszaka. Można dać żelazne opaski, do których mogą być przymocowane poprzeczne listwy, wpuszczone w wieszak.

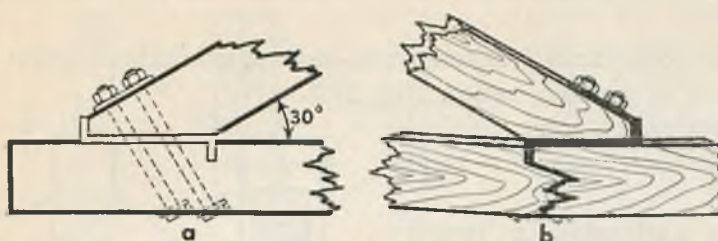


Fig. 574.

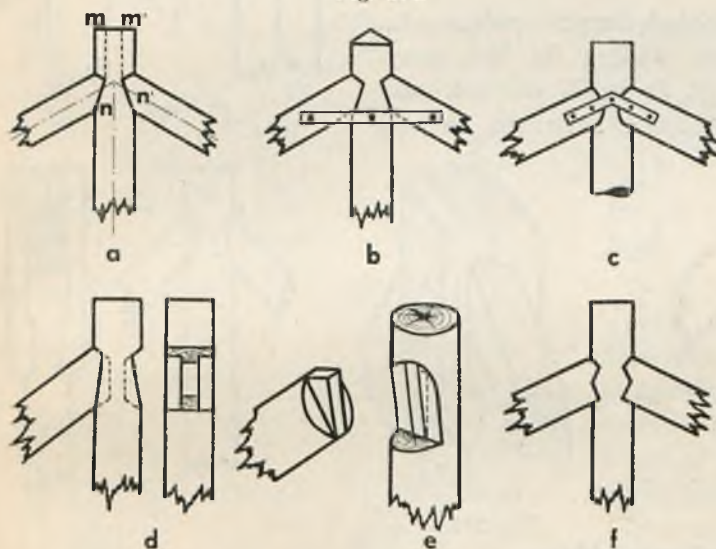


Fig. 575.

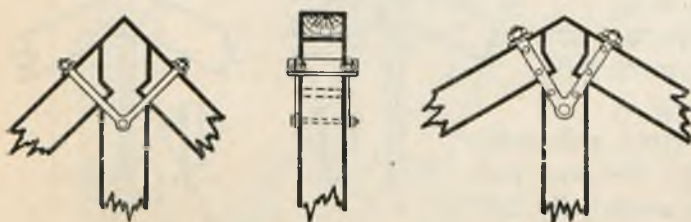


Fig. 576.

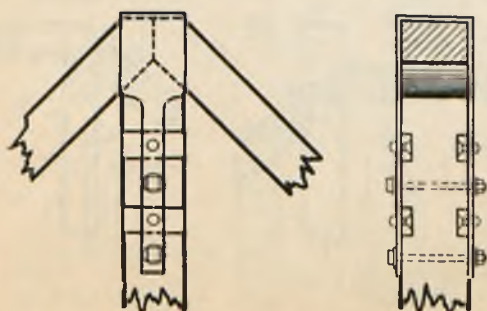


Fig. 577.

do którego ścięcia końców wieszaka. Można dać żelazne opaski, do których mogą być przymocowane poprzeczne listwy, wpuszczone w wieszak. Listwy te przekażą siłę wieszaka na wcięcia, a zatem i śruby nie będą pracować na zginanie (fig. 577).

Zależnie od siły w wieszaku listwy mogą być dwie (po jednej z każdej strony), lub cztery (po dwie z każdej strony), a nawet więcej. Listwa do

śruby może być przymocowana nitami z główką od wewnątrz wtopioną-krytą. Grubość listew stosuje się od 15 mm do 25 mm, szerokość 50 mm do 65 mm.

Zamiast opasek stalowych można zastosować kleszcze podwójne. Przy tym najprostsze połączenie otrzymuje się według fig. 578.

Tutaj trzeba mieć na uwadze, że obie części wieszaka powinny być połączone ze sobą tak, aby nie mogły przesunąć się



ani w kierunku poprzecznym, ani podłużnym, gdyż wtedy tylko praca ich będzie równomierna. Zatem trzeba je połączyć albo klinami, albo specjalnymi wstawkami.

Wieszak może być pojedynczy i zakończony dwiema nakładkami, połączonymi z wieszakiem za pomocą zębów (fig. 579).

Przy wieszakach stalowych połączenie robi się przy pomocy specjalnych trzewików żeliwnych (fig. 580).

§ 136. Połączenie zastrzałów z rozpornicą.

Przy wieszakach pojedynczych połączenie może być wykonane według fig. 581, przy tym należy zaznaczyć, że jeżeli wieszak nie jest wydłużony poza koniec zastrzału, to po-

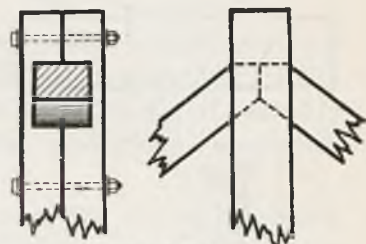


Fig. 578.

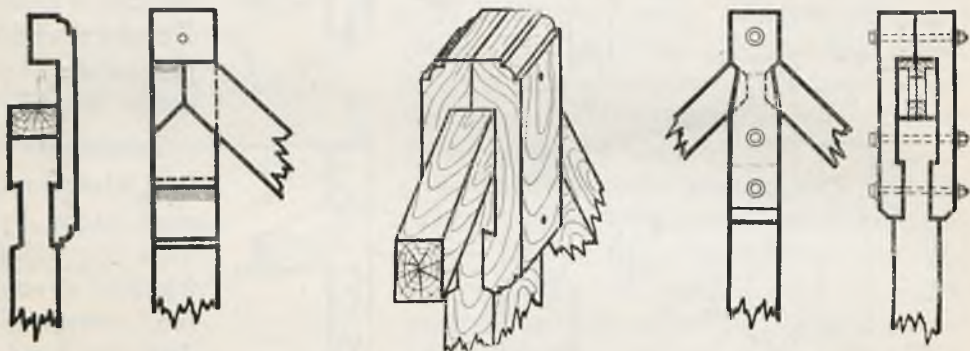


Fig. 579.

winien być dobrze ściągnięty klamrami, aby się nie ściał.

Przy wieszaku podwójnym można połączenie uskutecznić według fig. 582.

Przy układach złożonych połączenie będzie według fig. 583 i 584, zaś przy wieszakach stalowych według fig. 585.

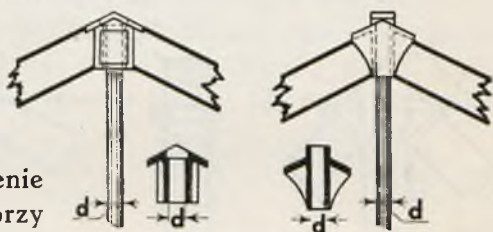


Fig. 580.

§ 137. Połączenie wieszaków ze ściągiem lub belką poprzeczną.

Należy tutaj rozpatrzyć dwa przypadki.

Pierwszy przypadek, kiedy ściąg jest rozciągany siłą  $H$  i obciążony siłami pionowymi tylko od ciężaru włas-

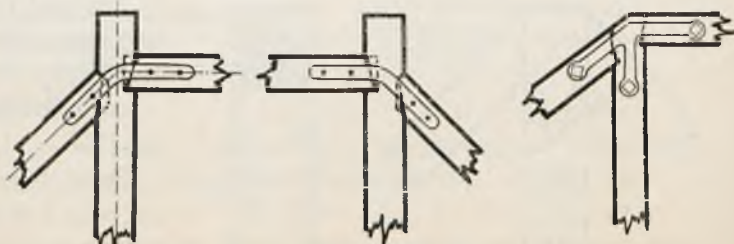


Fig. 581.

nego. Wtedy oczywiście podwieszenie ściągu do wieszaka może być zrobione bardzo lekkie, gdyż siły pionowe w tym przypadku są niewielkie. Można podwiesić ściągi na klamrach stalowych wziętych na jedną lub dwie śruby według fig. 586 a, b i c.

Aby ściągi nie mógł się przesunąć pod wieszakiem, można go połączyć na czop z wieszakiem, jednak pomiędzy końcami wieszaka i ściągiem powinien pozostać niewielki

luz, aby przy opuszczaniu się wieszaka na dół pod obciążeniem pionowym ten ostatni nie naciskał na ściągi.

Zamiast klamer stalowych

można zastosować kleszcze drewniane (fig. 587), lub przy podwójnych wieszakach można prosto przepuścić ściągi przez wycięcie między częściami wieszaka (fig. 588).

Drugi przypadek, kiedy ściągi służy jednocześnie jako belka podłużna, na której są ułożone poprzeczniczki; wtedy przymocowanie ściągu do wieszaka musi odpowiadać

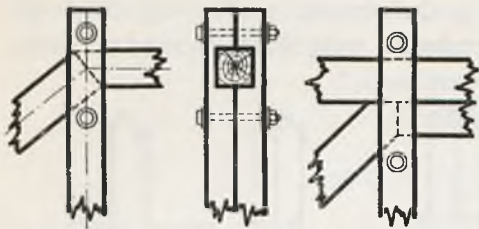


Fig. 582.

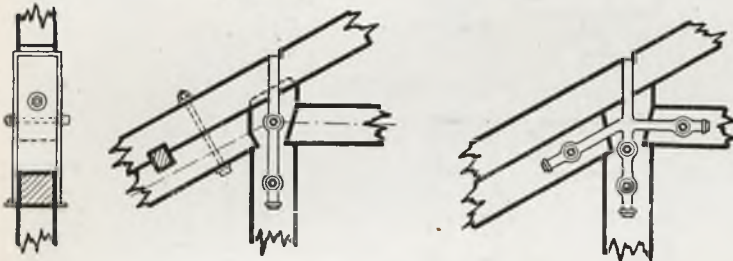


Fig. 583.

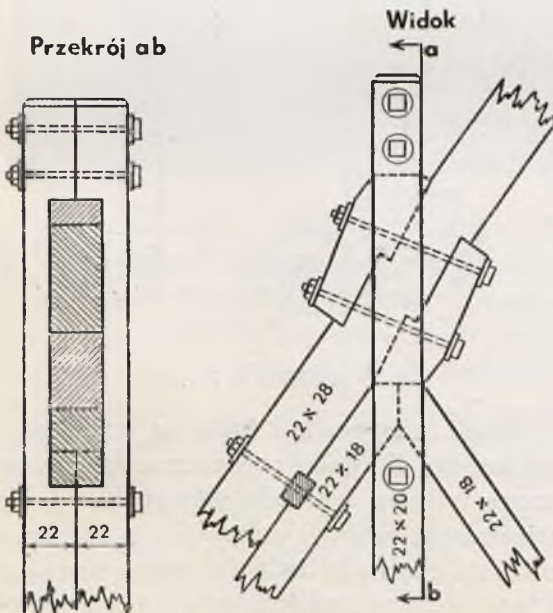


Fig. 584.

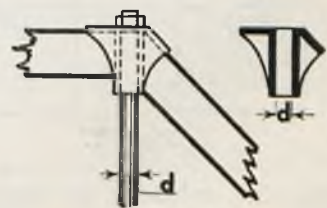


Fig. 585.

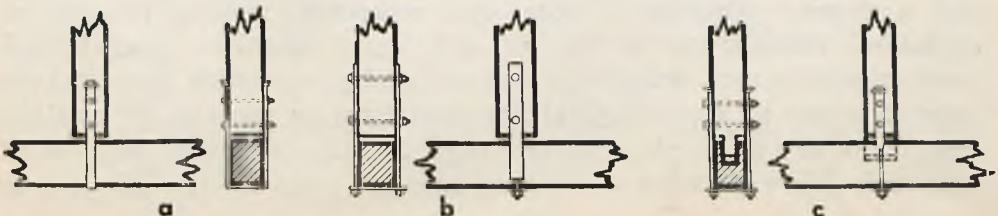


Fig. 586 a, b i c.



całkowitej sile powstającej w wieszaku. Przymocowanie w tym przypadku może być również uskutecznione klamrami, lecz z listwami wciętymi w wieszak, aby ulżyć pracy śrubom. Przy podwieszaniu według fig. 589 odległości wcięć od końców wieszaków pomiędzy wcięciami muszą być dostateczne, aby nie nastąpiło ścięcia w wieszakach.



Fig. 587.

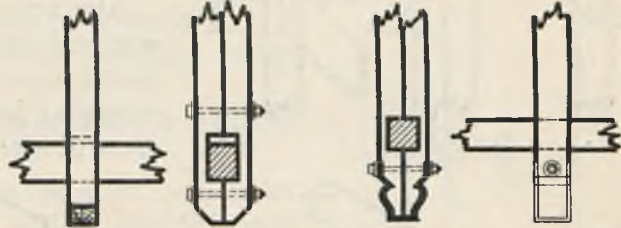


Fig. 588.

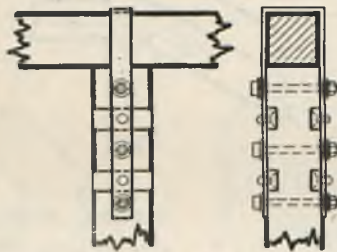
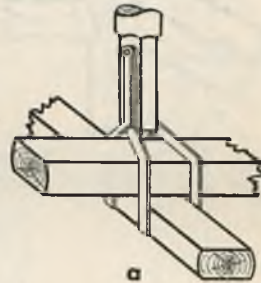


Fig. 589.



a

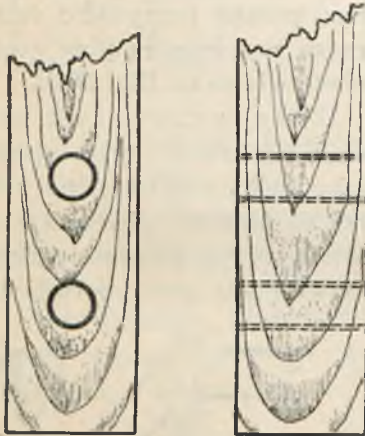
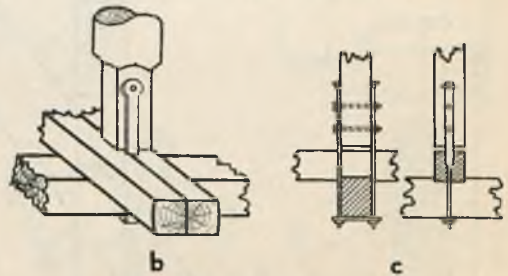


Fig. 591.



b

c

Fig. 590 a, b i c.

Jeżeli ściągiem pracuje tylko na rozciąganie od rozporu  $H$  i belki poprzeczne są podwieszane tylko w węzłach głównych, t. j. do wieszaków, wtedy naturalnie niezależnie od tego, czy belki będą ulokowane nad ściągiem,

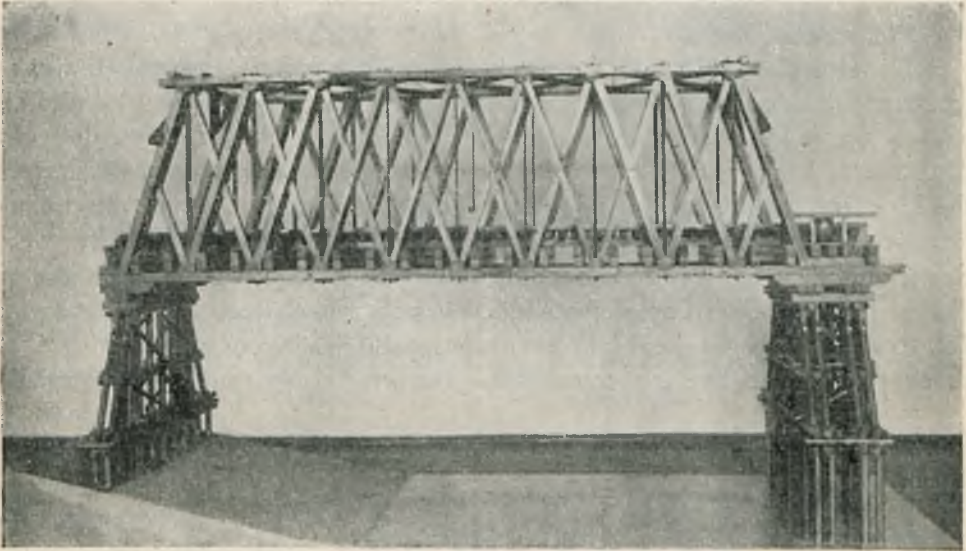
t. j. położone na ściągu, czy też położone pod ściągiem, zaś ściągiem położony na belkach, w obu przypadkach przymocowanie powinno odpowiadać naciągowi wieszaka i może być wykonane według jednego ze sposobów, pokazanych na fig. 590 a, b i c, z nadaniem odpowiednich przekrojów klamrom, wcięciom i śrubom, gdyby te ostatnie przeznaczone były do brania na się całkowitej siły działającej na wieszak. W ostatnim przypadku, aby śruby nie wypadły zbyt dużych średnic, ze względu na zginięcie drzewa, można w wieszaki zapaść rurki stalowe lub żeliwne



odpowiedniej średnicy i grubości ścianek i przez te rurki przepuszczając śruby o średnicy otworu rurki. Rurki przy tym mogą być wbite w otwory nieco mniejsze tak, by szczelnie przylegały do drzewa i przez to dobrze przekazywały ciśnienie na ścianki otworów w drzewie (fig. 591).

## ROZDZIAŁ XVI.

### MOSTY KRATOWE.



Most kratowy systemu Howe'a (Model).

Dotychczas rozpatrywaliśmy takie układy, które nie nadają się do dużych rozpiętości. Wprawdzie układy kombinowane stosują się do rozpiętości 30 m, lecz układy te właściwie są już układami kratowymi, np. takie, jak na fig. 592, chociaż zaliczają je do układów złożonych: trapezowo-wieszarowych, trapezowo-wieszarowych z rozpornicą i trójkątno-wieszarowych. Przechodząc do układów kratowych, będziemy rozpatrywać tylko

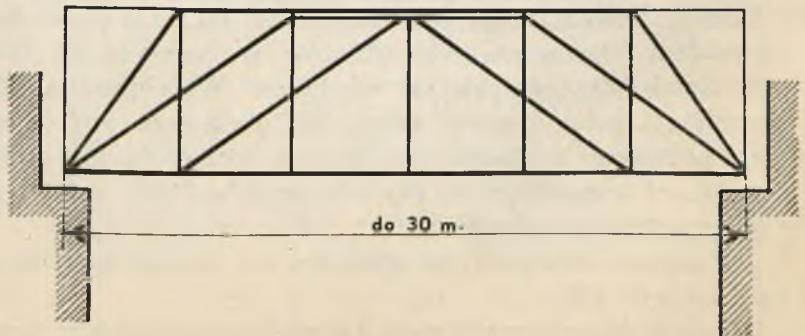


Fig. 592.

belki o pasach równoległych, wykonanie bowiem kratownic z pasami łamanymi związane jest z dość dużymi trudnościami przy łączeniu w węzłach załamanych prętów pasów pomiędzy sobą.

Jako materiał do mostów kratowych używamy zwykle drzewo obrobione o przekroju prostokątnym lub też deski, a nawet ostatnio w celach zmniejszenia kosztu mostów kratowych drzewo okrągłe, nieobrobione. Nie jestem jednak zwolennikiem tak daleko posuniętej ekonomii w budownictwie mostowym.

Z różnych systemów mostów kratowych rozpatrzmy następujące systemy: Howe'a, Rychtera, Pintowskiego, Towna i Lembkego. Ostatnie dwa układy robi się tylko z desek, gdy pierwsze trzy przeważnie z bali, układ zaś Howe'a może mieć pasy rozciągane z bali lub desek.

### § 138. Belki Howe'a.

Belki Howe'a należą do belek kratowych o kracie prostokątnej zewnętrznie złożonej. Mówimy zewnętrznie, gdyż w istocie, o ile nie są więcej, niż o kracie podwójnej, należą do układów nieprzesztywnionych, gdyż ustrój kraty jest taki, że krzyżulce mogą pracować tylko na ściskanie, słupki zaś tylko na rozciąganie. Przy dowolnym przeto obciążeniu w zależności od kierunku siły poprzecznej pracuje tylko jeden układ krzyżulców i słupki, drugi zaś nie pracuje. Jeżeli w jakimkolwiek przekroju  $m n$  (fig. 593) dla prawej odciętej części, siła poprzeczna jest skierowana na dół, to z równowagi tej części i z rzutu wszystkich sił na oś pionową wynika, że część ta może być w równowadze tylko wtedy, gdy rzut siły w krzyżulcu na oś pionową

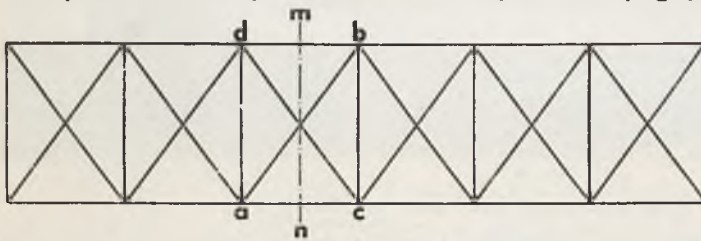


Fig. 593.

jest skierowany do góry, zatem może zrównoważyć siłę zewnętrzną tylko zastrzał  $a b$ , bo ten może cisnąć na

węzeł  $b$  do góry, zaś krzyżulec  $d c$  pod działaniem rzutu siły, skierowanej do góry, wskutek połączenia swego na czop w węźle  $c$ , nie może wywołać żadnej reakcji, bo czop z gniazda swobodnie wychodzi.

Belki Howe'a mogą być stosowane do rozpiętości 50 m, choć były przykłady stosowania tych układów w Ameryce do 76 m, w Rosji zaś na Kolei Mikołajewskiej w wiadukcie Werebjińskim do 60 m. Zresztą rozpiętość belek Howe'a zależy od obciążenia ruchomego. Im większe jest obciążenie ruchome, tym granica rozpiętości jest mniejsza, gdyż przy większych rozpiętościach siły otrzymują się zbyt duże i wykonanie staje się zbyt trudne i drogie.

Wysokość dźwigarów w stosunku do rozpiętości daje się w granicach od  $1/4.5$  do  $1/9$ .

Najdogodniejsze pochylenie zastrzałów do słupków wynosi około  $45^\circ$ .

Ponieważ elementy pasa, w którego poziomie jest położony pomost, pracują nie tylko na siły osiowe, lecz są także zginane, wskutek położenia belek poprzecznych pomiędzy węzłami, przeto przedziały w tych układach są niewiel-



kie: w mostach drogowych stosują się nie większe od 2,5 m, w mostach zaś kolejowych od 2 m do 2,3 m. Przy terażniejszych przepisach, dotyczących norm obciążenia ruchomego, przedziały winny być jeszcze mniejsze. Jeżeli przeto przyjmiemy pochylenia krzyżulców do słupków około  $45^\circ$  oraz wielkości przedziałów w granicach powyżej wskazanych, to się okazuje, że tylko dla mostów o niewielkiej rozpiętości można stosować układ prosty z jednym skrzyżowaniem się zastrzałów, przy większych zaś rozpiętościach trzeba stosować trzy przecięcia

(fig. 594), lub wzmocnić kratę dodatkowymi półkrzyżulcami i słupkami przy jeździe górą, według fig. 595 i 596, oraz przy jeździe dołem według fig. 597 i 598. Kratownice systemu Howe'a stosują się przeważnie jako belki wolno podparte na podporach, choć można je stosować i do belek ciągłych wieloprzęsłowych. W kratownicach belkowych jedno-przęsłowych od sił pionowych pas górny jest cały ściskany, pas dolny cały rozciągany.

Siła poprzeczna jest jednokierunkowa w przekrojach w pobliżu podpory, różnokierunkowa zaś w części środkowej. Zastrzały przeto kraty muszą być również obowiązkowo dwukierunkowe na długości dźwigara, gdzie całkowita siła poprzeczna zmienia kierunek w zależności od położenia obciążenia ruchomego.



Fig. 594.

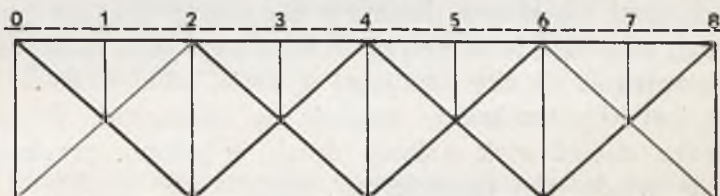


Fig. 595.

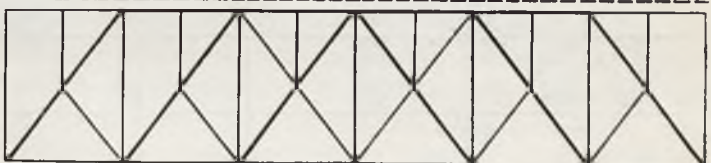


Fig. 596.

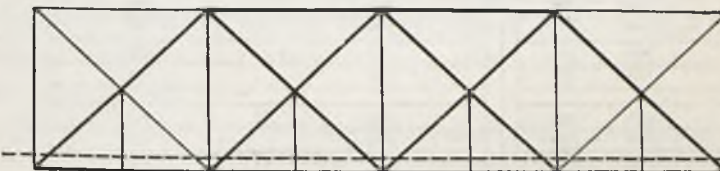


Fig. 597.



Fig. 598.



Zastrzały skierowane górnymi końcami ku środkowi dźwigara nazywać będziemy głównymi, zaś zwrócone górnymi końcami ku podporom zastrzałami drugorzędnymi lub zastrzałami odwrotnymi.

Przedziały 0—2—4—6—8 nazywamy przedziałami dużymi, zaś 0—1, 1—2 i t. d. przedziałami małymi (fig. 595).

### § 139. Pasy dźwigarów układu Howe'a.

Pasy dźwigarów układu Howe'a robimy z drzewa obrobionego o przekroju prostokątnym lub z desek, przy tym pasy ściskane tylko z bali, pasy zaś rozciągane z bali lub desek.

Deski stosujemy o grubości od 7 cm do 12 cm, szerokości od 25 cm do 30 cm i długości od 8 m do 12 m. Deski stawiamy na kant, szczelnie jedna obok drugiej i łączymy je w jedną całość za pomocą śrub i klinów poziomych lub pionowych. Pierwsze są lepsze, gdyż mniej osłabiają deski wcięciami dla klinów. Śrub zwykle dajemy po trzy na jeden mały przedział, stawiając je w szeregach przestępnych. Ilość desek dajemy albo odpowiednio do siły panującej w pasie, albo czasem dwa razy więcej, niż jest to potrzebne ze względu na obliczenie. W ostatnim przypadku można dawać styk połowy desek w jednym przekroju, druga połowa służy wtedy jako nakładki (fig. 599).

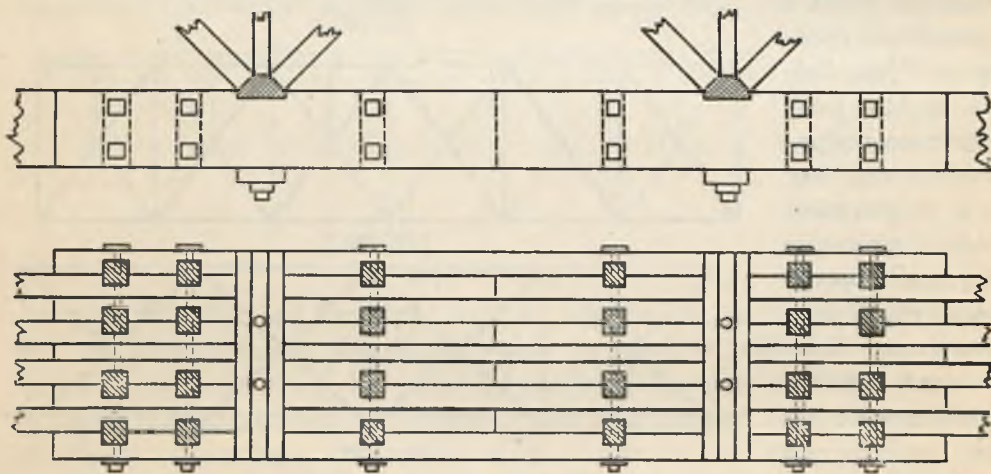


Fig. 599.

Ilość desek niezbędnych według obliczenia należy zwiększać o dwie deski dodatkowe, które służą jako nakładki przy stykowaniu desek schodkowo. Zwykle wtedy w jednym przedziale dajemy styk jednej deski (fig. 600). Pasy deskowe w porównaniu z pasami z bali mają te zalety, że są nieco tańsze, że drzewo w deskach może być lepiej wysortowane; zato niedogodność ich polega na tym, że pasy z desek mają dużo wąskich szpar pomiędzy deskami, w których powstaje wilgoć, co powoduje szybkie ich gnicie, gdy tymczasem pasy z bali mają szczeliny pomiędzy sobą co najmniej szerokości 2,0 cm do 2,5 cm, które przewietrzają bale i wskutek

tego pasy z bali są na ogół trwalsze. Ostatnie względy, a także to, że dla desek potrzebna jest znaczna ilość śrub, powodują, że pasy z desek stosuje się rzadziej od pasów z bali.

Pasy z bali w zależności od siły w pasach mogą się składać z jednego do pięciu bali. Tak z jednego, jak też i z pięciu bali rzadko projektują się pasy. Z jednego dlatego, że nadają się do bardzo małych rozpiętości i są

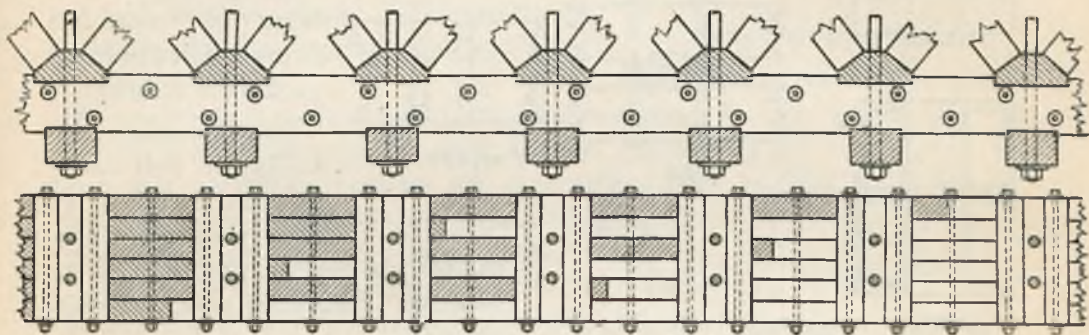


Fig. 600.

niedogodne do ułożenia zastrzałów, zaś z pięciu otrzymują się zbyt szerokie, ciężkie i nie dają gwarancji równomiernej pracy wszystkich pięciu bali. Najczęściej spotykamy pasy z trzech bali.

Chociaż siły w pasach zmniejszają się ku podporom dlatego, że pasy są równoległe, to jednak w układzie tym przekroje pasów dają zwykle jednakowe we wszystkich przedziałach, a to dlatego, aby dogodniej było łączyć z pasami w węzłach krzyżulce i słupki, których przekroje wzrastają ku podporom. Odległość pomiędzy balami dajemy od 2 cm do 8 cm w zależności od tego, jak łączymy styki bali: za pomocą stalowych czy też drewnianych nakładek. Zresztą odstęp między balami zależy też od grubości słupków stalowych, które staramy się przepuszczać pomiędzy balami bez jakichkolwiek wcięć.

Odstęp pomiędzy balami na całej długości dźwigarów daje się zwykle jednakowy. Grubość i wysokość balom tworzącym dany pas nadajemy zwykle jednakowe, choć wysokości bali pasa dolnego i górnego mogą być różne w zależności od sił i dopuszczalnych naprężeń na ściskanie i rozciąganie.

Oddzielne bale tworzące pas powinny być dobrze między sobą połączone, aby praca ich była możliwie jednakowa i naprężenia jednakowe. Do połączeń stosujemy śruby poziome, które przechodzą przez wszystkie bale pasa; w odstęp pomiędzy balami dajemy żeliwne lub z drzewa twardego przekładki, aby odstęp od naciągu śrub nie zmieniał się. Przekładki żeliwne odgrywają jednocześnie rolę rozdzielczą i pracują jako kliny, nie dając możliwości przesuwania się jednego bala względem drugiego (fig. 601),

Na fig. 602 i 603 pokazane są innego rodzaju przekładki żeliwne.

Pierwsze mają kształt szpułek z ostrymi krawędziami na obwodzie koło-



wym. Występujące nazewnątrz ostre brzegi przy ześrubowaniu bali wżerają się w drzewo, nie dając możliwości przesuwania się balom ani w kierunku podłużnym, ani w kierunku poprzecznym.

Drugie na bokach zewnętrznych mają trzpienie, które, wchodząc w odpowiednie otwory, również po ściągnięciu śrubami trzymają dobrze bale

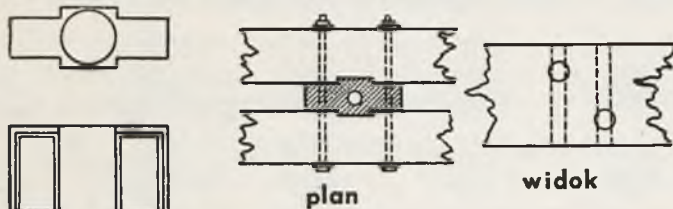


Fig. 601.

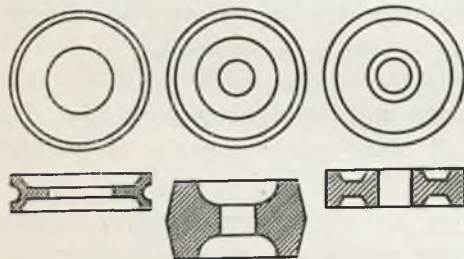


Fig. 602.

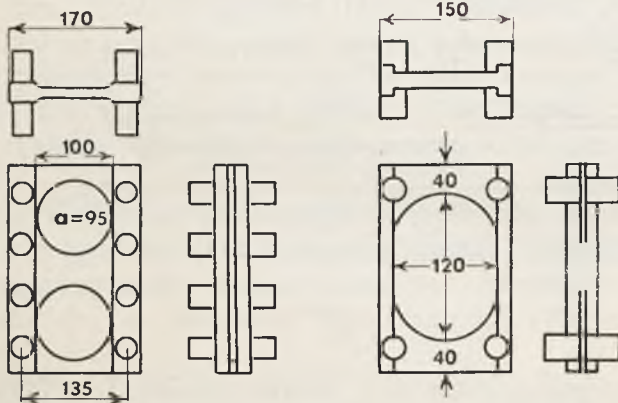


Fig. 603.

styk w danym przekroju tylko jednego bala, przenosząc styki innych bali do innych przedziałów. W pasie ściskanym można dawać styki wszystkich bali składających pas w jednym przekroju, lecz pod warunkiem, że belki poprzeczne nie leżą na tym pasie lub są umieszczone węzłowo.

Styki bala pasa ściskanego mogą być przekryte drewnianymi lub stalowymi nakładkami (łubkami) i ściągnięte śrubami. Koniec czołowy jednego

w danej odległości, nie dając im możliwości do przesunięcia jednego względem drugiego,

Rolę łączników oddzielnych bali danego pasa spełniają też klocki węzłowe, w które opierają się krzyżulce, a także węzłowe podkładki pod naśrubki słupków.

Przekładki stawiamy w odległości około 1 m jedna od drugiej.

Dziury do śrub powinno się wiercić długimi świdrami przez wszystkie bale po złożeniu ich na kliny.

#### § 140. Sztukowanie bali pasów.

Styków bali pasowych nie powinno się robić pośrodku dźwigarów, gdyż w tym przekroju pas zwykle pracuje całym swym przekrojem, lecz w pewnej odległości od środka, gdzie siły są mniejsze, ponieważ przekrój pasa w styku zawsze jest słabszy od przekroju, w którym nie ma styku. Przy pasach z kilku bali najlepiej robić



bala opiera się o koniec czołowy drugiego i przez prosty dotyk przekazuje siłę z jednej części na drugą. Nakładki służą tutaj tylko po to, aby końce bali ściskanych nie mogły się wygiąć (fig. 604 i 605). Dobrze jest pomiędzy końce bali wstawić żelazną blachę, aby zapobiec wżeraniu się włókien końca jednego bala w czoło drugiego.

W pasie rozciągającym oprócz śrub musimy stosować kliny, gdyż same śruby bez klinów gięłyby się i bale zetknięte mogłyby się rozchodzić. Nakładki daje się z dwóch stron belki. Nakładki stalowe robimy według fig. 606, gdy styki wszystkich trzech bali dane są w jednym przekroju, lub według fig. 607, gdy w danym przekroju dajemy styk tylko jednego bala.

Grubość blach wynosi od 10 mm do 20 mm, szerokość stosownie do wysokości belek pasa albo taka sama jak wysokość bali lub

może być nieco mniejsza. Listwy, które tutaj grają rolę klinów, dajemy od 25 mm do 50 mm grubości i od 50 mm do 70 mm szerokości. Ilość listew czyli żeber daje się według obliczenia, lecz nie więcej niż cztery na połowie nakładki. Nity do przymocowania żeber do blach stosują się o średnicy 15 mm + 20 mm, długość listew

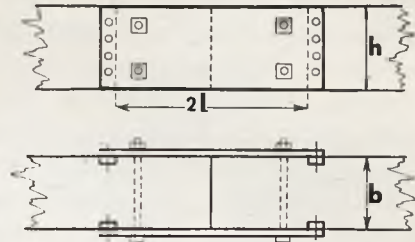


Fig. 604

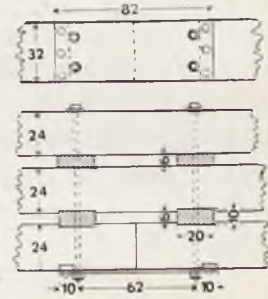


Fig. 605.

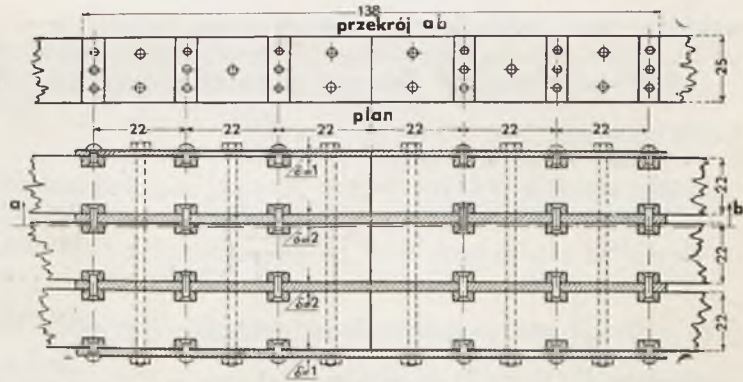


Fig. 606.

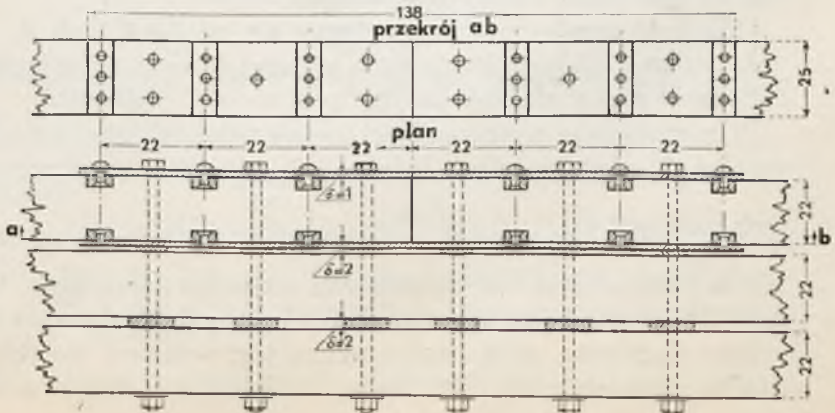


Fig. 607.

odpowiada wysokości bala. Nity od strony żeber powinny być z główkami wtopionymi (fig. 608 i 609). Obliczenie nakładek możemy przeprowadzić

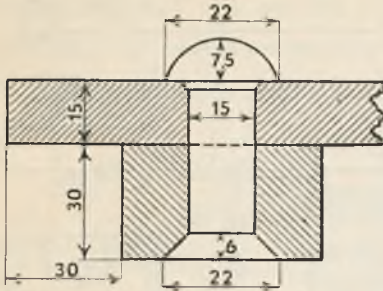


Fig. 608.

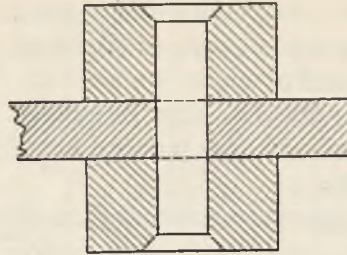


Fig. 609.

w następujący sposób.

Jeżeli przekrój pasa netto oznaczymy przez  $F$ , dopuszczalne naprężenie na rozciąganie drzewa i stali odpowiednio

przez  $k_r$  i  $k_r'$ , na ścinanie zaś i bezpośrednie ściskanie drzewa przez  $k_t$  i  $k_c$ , przez  $d$  średnicę nitów i przez  $m$  ich liczbę w jednej listwie, to grubość blach przy ich szerokości  $h$  otrzymamy z równania:

$$\delta = \frac{F k_r}{2 (h - m d) k_r'}$$

Jeżeli oznaczymy grubość żeber przez  $e$ , to ich liczba w każdej połowie nakładki przy nakładkach z dwóch stron będzie  $n = \frac{F k_r}{2 h e k_c}$ .

Odległości  $c$  między żebrami w świetle oraz ich długość od końca belek powinna być

$$c \geq \frac{e k_c}{k_t}$$

Liczba nitów w jednym żebrze przy żebrach jednostronnych powinna być

$$m_1 > \frac{e h k_c}{\frac{\pi d^2}{4} 0,8 k_r'}$$

przy żebrach zaś z dwóch stron nakładek (fig. 592) liczba nitów nadto powinna zadość czynić jeszcze warunkowi:  $m_2 \geq \frac{2 e h k_c}{d \delta \cdot 1,8 k_r'}$ , aby nie nastąpiło zginięcie blachy w otworach nitów.

Odległość między nitami przyjmuje się od  $3,5 d$  do  $6 d$ .

Jeżeli pas oprócz sił osiowych pracuje jeszcze na zginięcie, wtedy przy obliczaniu styku musimy przyjąć pod uwagę i zginięcie.

Przy momencie wytrzymałości dwóch nakładek równym  $2 W$  i momencie gnącym  $M$  naprężenie w nakładce nie powinno przekraczać granic dopuszczalnego, t. j.

$$\frac{F k_r}{2 \delta (h - m d)} + \frac{M}{2 W} \leq k_r'$$

Siła przypadająca w tym wypadku na jedno zebro będzie również nieco inna. Obliczenie ściśle żeber nakładek byłoby dość skomplikowane i zresztą byłoby niecelowe, gdyż bardzo trudno jest wykonać wcięcie, według założeń zrobionych przy obliczeniu. Wykonanie może zawsze posiadać

znaczne niedokładności, które trudno ująć przy obliczaniu, przeto obliczenie dostatecznie przeprowadzić w przybliżony sposób z pewnym jednak zapasem. Przy zginaniu belki w miejscu jej zetknięcia ugnie się, jak to jest pokazane na fig. 610, nakładka zaś, pozostając prostą, otrzyma

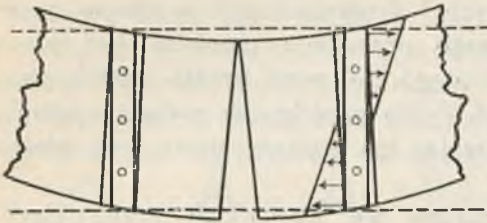


Fig. 610.

naciski na żebra od wcięć belki, które będą równe zero na osi obojętnej, dalej zaś przy rozkładzie liniowym naprężeń, naciski będą wzrastać do największych na krawędziach belki.

Jeżeli przez  $M_1$  oznaczymy moment gnący, przypadający na jedną listwę i przez  $W_1$  moment wytrzymałości podłużnego przekroju  $F_1 = eh$  jednej listwy, który się równa  $W = \frac{eh^2}{6}$  i następnie założymy, że naprężenie od zginania jest jednako-  
we na całej wysokości listwy i równe największemu, wtedy otrzymamy, że od ugięcia na listwę przypada siła skierowana w jedną stronę

$$S_2 = \frac{6 M_1}{e h^2} \cdot \frac{h e}{2} = \frac{3 M_1}{h}.$$

Od siły osiowej mamy siłę  $S_1 = \frac{F_1 k_r}{n}$  i całkowita siła przypadająca na jedno żebro będzie

$$S_c = S_1 + S_2 = \frac{F_1 k_r}{n} + \frac{3 M}{h}.$$

Mając siłę przypadającą na jedno żebro, można sprawdzić naprężenie na ciśnienie drzewa we wcięciach listew, oraz naprężenie w nitach na ścinanie i zginięcie.

Na zginięcie we wcięciach otrzymamy naprężenie  $\sigma_c = \frac{S_c}{eh}$ .

Naprężenie na ścinanie w nitach przy trzech nitach w każdej listwie będzie

$$\sigma'_t = \frac{S_c}{3 \cdot \frac{\pi d^2}{4}},$$

Naprężenie na docisk w nitach dwuciętych (listwy z dwóch stron blachy) będzie  $\sigma_c = \frac{2 S_c}{3 d \delta}$ .

#### § 141. Zastrzały.

Zastrzały dajemy z drzewa obrobionego o przekroju prostokątnym przy tym zwykle grubość bali w kierunku poprzecznym mostu pozostaje bez zmiany, szerokość zaś zmienia się w miarę zmniejszania się sił w zastrzałach ku środkowi dźwigara.

W zależności od ilości belek pasa zastrzały dajemy: przy pasach



pojedynczych pojedyncze; przy pasach podwójnych i potrójnych zastrzały główne podwójne, zaś drugorzędne pojedyncze; przy pasach poczwórnych i z pięciu belek główne zastrzały podwójne i potrójne, drugorzędne pojedyncze i podwójne.

Ogólna grubość zastrzałów głównych i drugorzędnych w danym przedziale więcej grubość słupków danego przedziału powinna być nieco mniejsza od szerokości pasa, a to dlatego, że przy kracie wielokrotnej słupki przechodzą między zastrzałami. Tylko przy kracie podwójnej słupki nie przecinają zastrzałów, a zatem ogólna ich grubość może być równa szerokości pasów.

Przy zastrzałach pojedynczych można we wszystkich przedziałach, gdzie siła poprzeczna nie zmienia znaku, dać tylko główne zastrzały, odwrotne zaś zastrzały wyznaczyć tylko w przedziałach o różnokierunkowej sile poprzecznej.

W skrzyżowaniu się zastrzałów wcinamy jeden zastrzał w drugi do połowy grubości, jeżeli pracują oba jednakowo, w przeciwnym razie ten, który pracuje słabiej, może być nieco więcej wcięty (fig. 611).

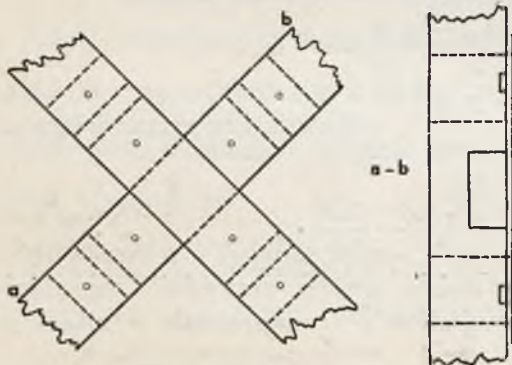


Fig. 611.

Od strony wcięć można dać dodatkowe nakładki ze stali lub

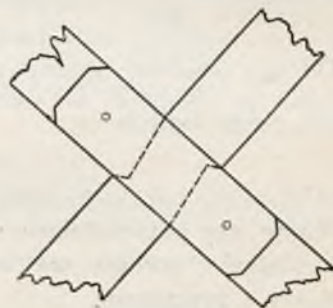


Fig. 612.

drzewa na kliny i śruby. Czasem zastrzał główny daje się cały, odwrotny zaś przerywa się i wcina się w zastrzał główny prostym zębem z dodaniem dwustronnych nakładek (fig. 612).

Przy podwójnych zastrzałach głównych zastrzały drugorzędne pojedyncze zajmują środkowe miejsce i przechodzą w odstępach pomiędzy zastrzałami głównymi.

Jeżeli zastrzały główne są potrójne, wtedy mamy między nimi dwa równe odstępy, przez które przechodzą podwójne zastrzały odwrotne.

Siła poprzeczna zmienia się w każdym przedziale przeszła i ponieważ przekroje zastrzałów zależą od tej siły, przeto i przekroje ich możnaby zmieniać w każdym przedziale; jednak, aby nie otrzymywać zbytniego różniczkowania materiału, dzielą zastrzały na serie t. j. dla pewnej ilości przedziałów nie zmieniają przekroju, a przyjmują przekroje jednakowe według największej siły poprzecznej dla danej serii zastrzałów.

Połączenie zastrzałów z pasami dokonywa się prostym czopem, wpuszczonym w odpowiednie klocki poprzeczne z drzewa dębowego o większej wytrzymałości na zgniatanie. Mamy tu na względzie, że ciśnienie zastrzału na klocki jest prostopadłe do włókien klocków, ciśnienie zaś na zastrzał jest równoległe do włókien.

Klocki te robimy dębowe i wcinamy w pas, aby wskutek składowej siły od zastrzału wzdłuż pasa końce zastrzałów nie przesunęły się po pasie.

Odpowiednio naciągnięte zastrzały odwrotne przeciwdziałają tutaj także przesuwaniu się klocków. Wcięcie klocków (trzewików) w pasy pokazane jest na fig. 613.

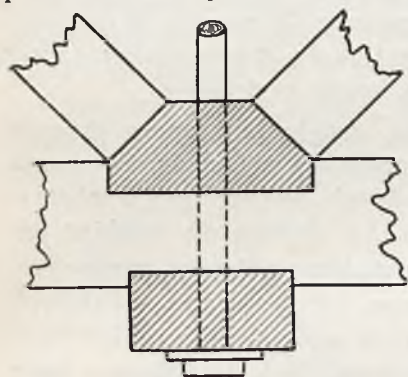


Fig. 613.

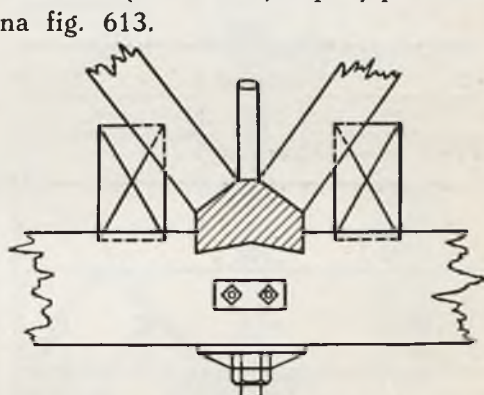


Fig. 614.

Wcięcie<sup>r</sup> według fig. 614, choć jest nieco trudniejsze do wykonania, ma jednak tę zaletę, że daje większy opór<sup>r</sup> przesuwaniu się trzewika wzdłuż pasa, tworząc ząb podwójny.

Na fig. 615 pokazane jest różne wcięcie klocków (trzewików, stopek, poduszek) w pasy.

Na podporach stosują się czasem trzewiki podłużne, a nie poprzeczne.

Zamiast klocków drewnianych możemy użyć trzewików żeliwnych według fig. 616. Długość trzewika równa się szerokości pasa.

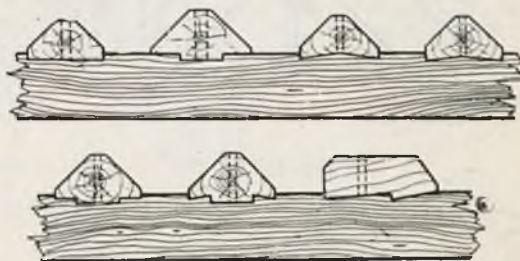


Fig. 615.

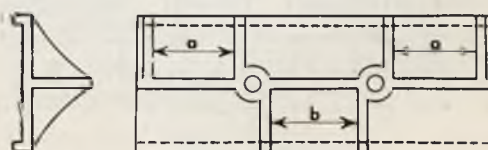


Fig. 616.

Odstęp  $a$  między żebrami odpowiada grubości krzyżulców głównych a odstęp  $b$  między żebrami grubości krzyżulca odwrotnego.

Otwory służą do przepuszczania przez nie słupków stalowych. Żebra poprzeczne, zebro podłużne pośrodku płyty oraz płyta tworzą gniazda, w które wchodzi końce zastrzałów, ścięte dwiema płaszczyznami pod kątem prostym. Z dołu na płycie dają dwa żebra, które wcinają się w pasy,



aby trzewik nie mógł się przesuwać wzdłuż pasa pod naciskiem zastrzału. Zamiast tworzyć gniazda i odpowiednio do tego zacinać końce zastrzałów, można dawać dwie płyty prostopadłe do osi zastrzałów. Na płytach tych powinny być trzpienie, na które nasadza się końce zestrzałów, aby nie mogły się usuwać.

W płycie przylegającej do pasa pośrodku jest żebro, które wpuszczamy w pasy, aby trzewik pozbawić możliwości przesuwania się wzdłuż pasa. Ścianki wewnętrzne, prostopadłe do płyt, na których opierają się zastrzały, służą do wzmocnienia płyt, aby nie łamały się pod naciskiem zastrzałów.

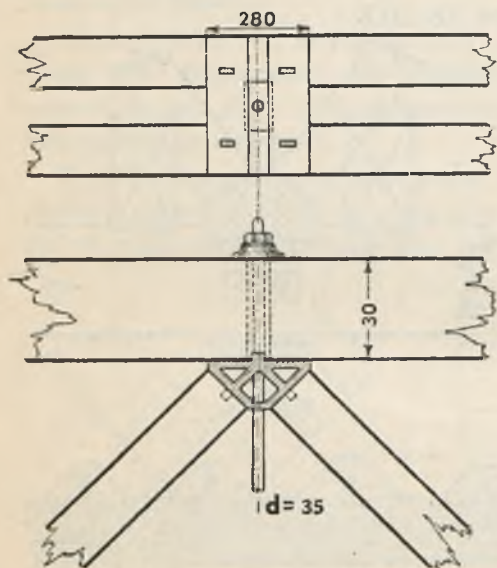


Fig. 617.

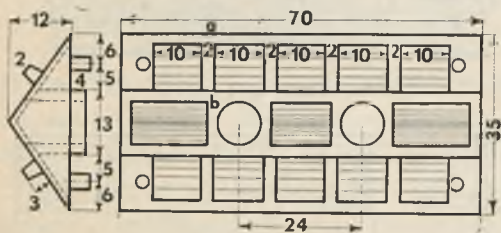


Fig. 618.

czterech rogach oraz około otworów do przepuszczania słupków płyty boczne i płyta tworząca występ stanowią jedno ciało bez pustych miejsc.

Na płytach pochyłych oraz na rogach części poziomych są trzpienie. Pierwsze do osadzania na nich zastrzałów, drugie do osadzania trzewików na pasach. Średnica trzpieni około 25 mm i długość 30 mm do 40 mm.

Trzpienie mają formę ściętych stożków.

Zamiast robić oddzielne kliny żelienne, o których była mowa przy trzewikach (fig. 617), można je dać jako jedną całość z trzewikiem, o ile zachodzi

Trzpienie 25 mm do 30 mm wysokie i około 25 mm średnicy trzymają końce zastrzałów.

Dla zwiększenia oporu przeciw sile poziomej, nie chcąc zwiększać wysokości dolnego żebra podłużnego, by zbytnio nie osłabiać pasów, możemy wstawiać między belki pasa kliny żelienne, w których wycięcie wchodzi żebro dolne i tym sposobem daje dodatkowy opór trzewikowi. Kliny takie jednocześnie trzymają bale pasa na należytej odległości (fig. 617).

Na fig. 618 trzewik żeliny ma dwie płyty, połączone pod kątem i pochylone do poziomu w zależności od pochylenia zastrzałów.

Płyty te są prostopadłe do osi krzyżulców, mają nadto około środka dwie ścianki pionowe, które, występując pod płaszczyzną poziomą, tworzą dość szerokie wystające żebro, wpuszczone w odpowiednie wcięcie pasa. Ścianki pionowe są połączone z płytami kilkoma żebrami. Na



potrzeba zwiększenia oporu trzewika przeciw przesuwaniu się jego wzdłuż pasów. Taki trzewik żeliwny pokazany jest na fig. 619 i 620.

Przez kliny, które są przekroju rurowego, przepuszczamy słupki. Aby kliny te lepiej były zespolone z trzewikiem, mają one żebra poprzeczne. Trzewiki te, dając dobre połączenia z pasami, są dość złożone i drogie. Grubość żeber i płyt w trzewikach żeliwnych może być od 15 mm do 25 mm.

W mostach kratowych zwykle przestrzegamy zasadę, aby osie prętów przecinały się w węzle.

Gdybyśmy jednak chcieli zachować tę zasadę w ustroju mo-

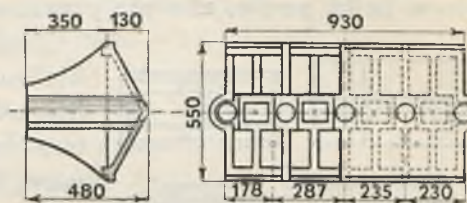


Fig. 619.

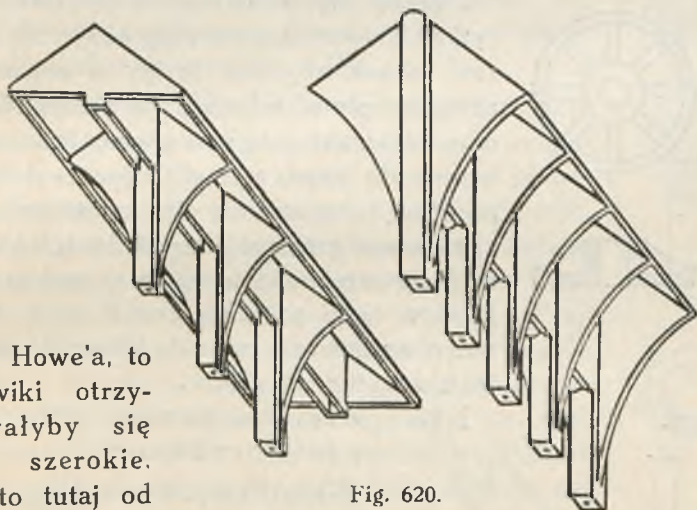


Fig. 620.

stów Howe'a, to trzewiki otrzymywałyby się zbyt szerokie. Przeto tutaj od tej zasady naj-

częściej odstępujemy, dążąc do tego, aby szerokość trzewików nie była większa od 350 mm do 500 mm.

Przy konstruowaniu wykreślamy zwykle trzewiki wpierw i naznaczamy środki trzpieni, na które nasadzamy zastrzały, a następnie środek trzpienia trzewika dolnego łączymy ze środkiem trzpienia odpowiedniego trzewika górnego i otrzymujemy oś zastrzału.

Aby otrzymać kierunek osi zastrzałów przy trzewikach drewnianych łączymy środki gniazd dla czopów zastrzałów.

### § 142. Słupki.

Słupki w dźwigarach Howe'a dajemy ze stali okrągłej o średnicy od 20 mm do 100 mm. Słupki te przechodzą wolno przez otwory trzewików na zewnętrzne strony pasów dźwigara, przy czym na jednym końcu mają one gwinty i naśrubki (fig. 621). Słupki ściągają pasy dźwigara, nie przeszkadzają



Fig. 621.

dzając jednak zbliżeniu się pasa górnego do pasa dolnego, mogą zatem przeciwdziałać tylko sile rozciągającej węzły, które łączy dany słupek.

Aby ciśnienie od naciągu słupków oddawało się na cały pas, dajemy poprzeczne klocki z drzewa twardego (fig. 613) i na nie podkładki stalowe lub żeliwne pod naśrubki słupków. Klocki poprzeczne wcina się nieco w belki pasów, aby nie przesuwały się wzdłuż pasa (fig. 613).

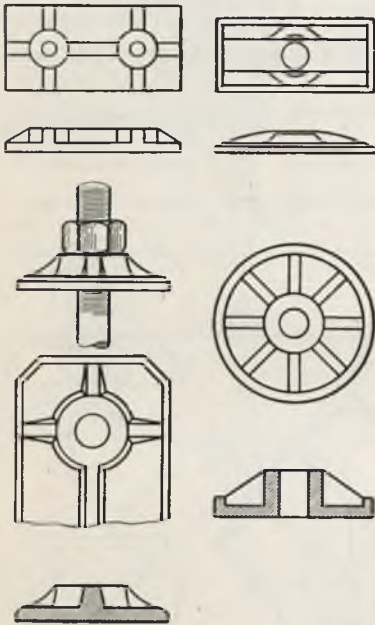


Fig. 622.

Zamiast klocków poprzecznych z podkładkami możemy dać specjalne płyty żeliwne dostatecznie sztywne, aby mogły równomiernie oddać ciśnienie od słupków na pasy. Płyty te muszą być dość grube lub stężone żebrami. Takie płyty pokazane są na fig. 622.

Zamiast płyt żeliwnych dają czasem korytka stalowe walcowane (fig. 623). Nie uważam jednak, aby one mogły w zupełności zastąpić płyty żeliwne, aby mogły równomiernie cisnąć całą swą płaszczyznę, dotykającą do pasa, a to dlatego, że ścianka, na którą bezpośrednio ciśnie naśrubek, jest cienka, ma moment bezwładności bardzo mały i przeto może się wgniatać pod naśrubkiem w belki pasa, nie rozkładając ciśnienia równomiernie na całą płaszczyznę dotyku korytka do pasów.

Nie polecam przeto stosowania korytek.

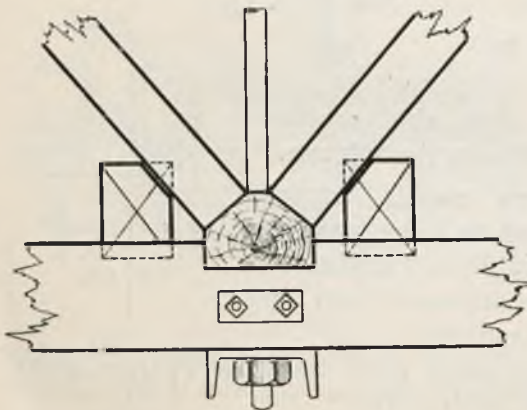


Fig. 623.

Zamiast zaopatrywać końce słupków gwintami z naśrubkiem, można na końcach ich dawać tylko główki, słupki zaś rozcinać pośrodku wolnej ich długości, końce uzbroić gwintami różnokierunkowymi i połączyć je naśrubkami rzymskimi (fig. 624). Tego rodzaju naśrubki mają tę zaletę, że dają możliwość naciągania słupków nawet podczas pracy dźwigarów.

Aby naśrubki nie odkręcały się, końce śrub winny być zaopatrzone albo w naśrubki dodatkowe, albo też w dziury, w które zakładają się zatyczki. W zależności od siły, zatem w zależności od rozpiętości dźwigara, od szerokości jego pasów i ilości belek w zastrzałach, słupki mogą być pojedyncze, podwójne lub potrójne. Najczęściej są podwójne i przechodzą w odstępach pomiędzy zastrzałami.



Im z większej liczby poszczególnych części składa się dany słupek, tym trudniej otrzymać zupełnie jednakowy naciąg każdej jego części i dlatego też naprężenie dopuszczalne w słupku powinno być uzależnione od liczby składanych części.

W pojedynczym słupku naprężenie dopuszczalne może być około  $(850 + 3 l)$   $\text{kg/cm}^2$ , jeżeli  $l$  oznacza rozpiętość kratownicy w metrach, w podwójnym słupku około  $0,8 (850 + 3 l)$   $\text{kg/cm}^2$ , w potrójnym zaś około  $0,7 (850 + 3 l)$   $\text{kg/cm}^2$ .

Na podporach oprócz słupków stalowych jako ściągow dajemy zwykle, szczególnie zaś przy jeździe górą, dodatkowe słupki drewniane w takim połączeniu z pasami, aby mogły pracować na ściskanie.

Słupki te przy jeździe dołem nie są konieczne, gdyż siłę poprzeczną na podporze przejmuje zastrzał główny podporowy. Często przeto słupków na podporach nie dają (fig. 625).

Przy jeździe górą słupek drewniany podtrzymuje pas ostatniego przedziału, na który ciśnie bezpośrednio pomost. Zresztą słupki drewniane pionowe na podporze tak przy jeździe górą, jak i dołem, ułatwiają konstrukcję tężników pionowych i dlatego też przeważnie je dają. Drewniane słupki na podporze mogą być pojedyncze lub podwójne. Przy pasach składających się z kilku belek słupki narożne dajemy z kilku bali, które wpuszczamy w odstępy pomiędzy belkami pasów na czop, wycinając nieco pasy. Końce pasów wydłużamy wtedy poza słupki narożne. Długość słupków narożnych drewnianych

powinna być taka, aby dały możliwość naciągnięcia słupek stalowych na

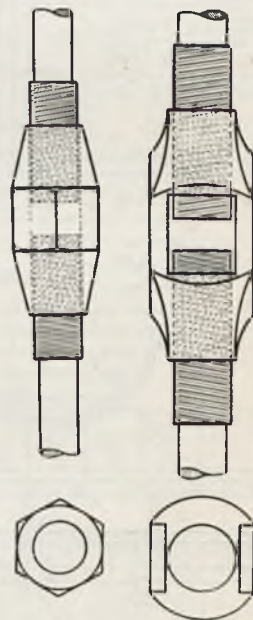


Fig. 624.

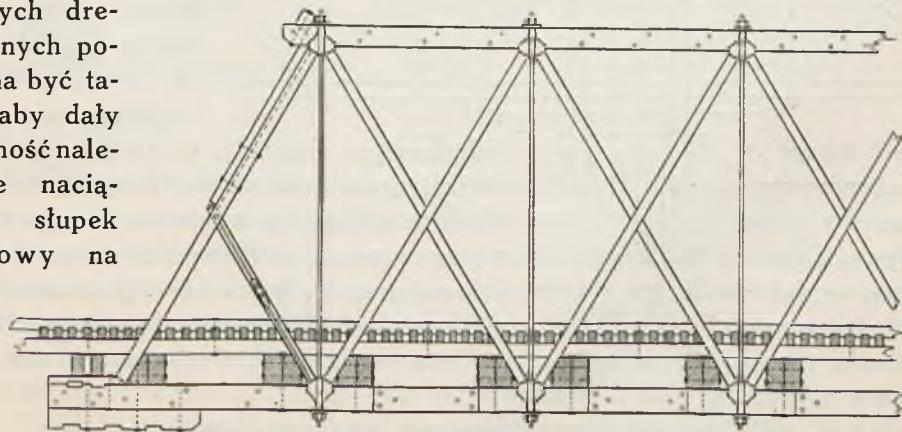


Fig. 625.

Widok ogólny.

podporze. Ustrój węzłów narożnych ze słupkiem pokazany jest na fig. 626 i 627.



### § 143. Podparcie dźwigarów.

Na podporach pod pas dolny dajemy zwykle dodatkowe belki krótkie w kształcie siodełek, które bezpośrednio spoczywają na ławach podpór kamiennych (fig. 626) lub na oczepach podłużnych podpór drewnianych (fig. 627). Tego rodzaju ustrój, nadając się do mostów niewielkiej rozpiętości, nie może być stosowany je-

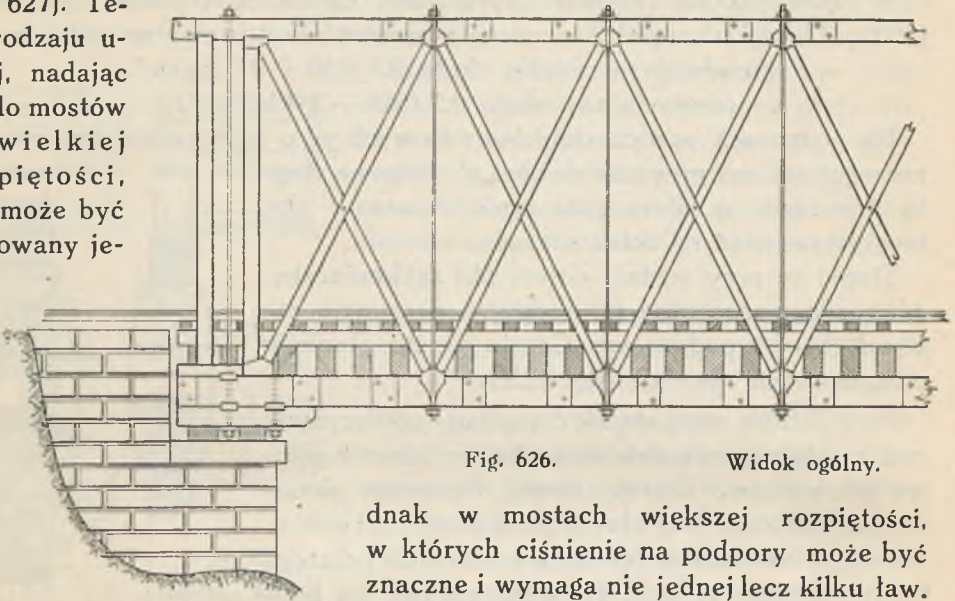


Fig. 626.

Widok ogólny.

dnak w mostach większej rozpiętości, w których ciśnienie na podpory może być znaczne i wymaga nie jednej lecz kilku ław.

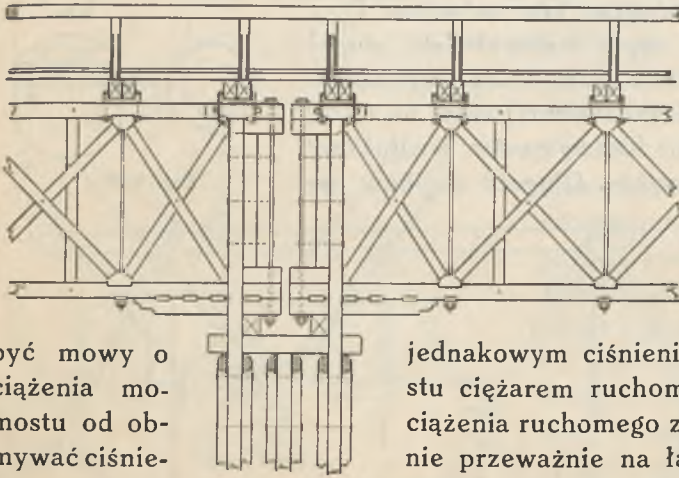


Fig. 627.

być mowy o ciężeniu mostu od obmywać ciśnieną rozpięto tego też w mo-  
łożyska (poduszki) przegibne z żeliwa, bądź też łożyska drewniane dębowe według fig. 628 i 629.

O ile przy jednej ławie ciśnienie oddaje się na mur lub oczepy dość równomiernie, o tyle przy kilku oczepach, położonych jeden obok drugiego lub w pewnym odstępie, nie może

jednakowym ciśnieniu, przynajmniej od ob-  
sttu ciężarem ruchomym. Przy ugięciu się  
ciężenia ruchomego zawsze będziemy otrzy-  
nie przeważnie na ławy położone od stro-  
ściowej przęsła, które ława podiera. Dla-  
stach większych powinno się stosować bądź

żelaznych, bądź też łożyska drewniane dębowe według fig. 628 i 629.

### § 144. Obliczenie sił w dźwigarach systemu Howe'a.

Ponieważ pasy w układzie tym dajemy o przekroju stałym, przeto dostatecznie jest znaleźć największy moment gnący pośrodku dźwigara lub w pobliżu środka, i z momentu wyznaczyć siły w pasach. Gdybyśmy

jednak zechcieli zastosować linie wpływu, to musielibyśmy rozważyć, względem jakiego węzła brać moment dla danego pręta pasa, gdyż tylko jeden z dwóch krzyżulców pracuje na ściskanie przy danym obciążeniu; przeto dla pręta  $ab$  (fig. 630) musielibyśmy obciążyć najpierw linię wpływu z wierzchołkiem pod węzłem  $a$  i rozważyć, czy krzyżulec  $a'b$  jest ściskany, w przeciwnym razie należałoby przyjąć linię wpływu z wierzchołkiem pod węzłem  $b$ .

Oprócz siły od obciążenia pionowego powinno się znaleźć w danym przecie siłę od parcia wiatru i dodać jedną do drugiej. Otrzymana siła będzie całkowitą siłą osiową w danym przecie pasa  $ab$ .

Jeżeli belki poprzeczne położone są nie tylko w węzłach, lecz i pomiędzy węzłami, co zdarza się przeważnie, to wtedy należy uwzględnić i moment gnący.

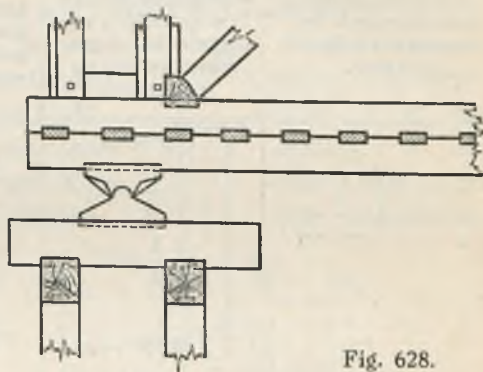


Fig. 628.

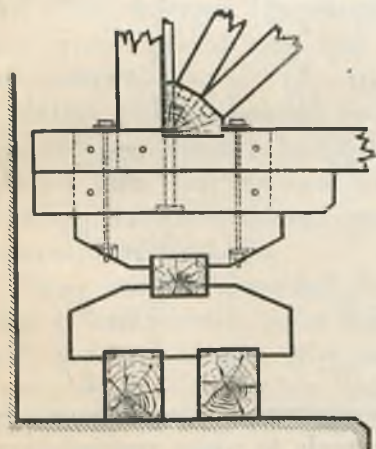


Fig. 629.

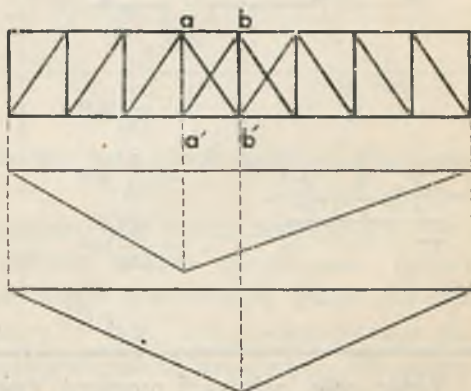
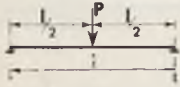

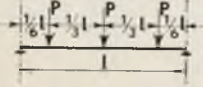


Fig. 630.

Przy obliczeniach momentu gnącego przyjęto uważać pręt pasa, jako belkę wolno podpartą w węzłach. Nie odpowiada to rzeczywistości, każdy bowiem pas kratownicy przedstawia belkę ciągłą wieloprzęsłową na podporach sprężystych, gdyż pod obciążeniem węzły obniżają się. Ponieważ jednak różnica w obniżaniu się węzłów sąsiednich jednego względem drugiego jest niewielka, przeto można rozpatrywać, że podpory są stałe. Dalej, mając na uwadze, że wpływ innych przedziałów na dany przedział pasa szybko maleje w miarę oddalania się od niego, dostatecznie jest przyjąć do obliczeń tylko dwa sąsiednie przedziały i rozpatrywać pręt pasa, jako jedno z przeseł belki ciągłej dwuprzęsłowej. Przy tym obciążenie stałe można rozpatrywać, jako równomiernie rozłożone, ruchome zaś jako zacze-



pione w określonych punktach, gdyż oddaje się ono przez belki poprzeczne. Jeżeli przyjmiemy położenie belek poprzecznych na pasach, jak to jest pokazane w rubryce pierwszej niżej podanej tablicy, to momenty gnące można przyjąć według dalszych rubryk tejże tablicy.

Położenie belek poprzecznych na pasach według schematu	Moment gnący od obciążenia stałego $P$ w punktach położenia belek poprzecznych i na podporach	Moment gnący od obciążenia ruchomego wszyskich przeseł w punktach położenia belek poprzecznych i na podporach	Moment gnący od obciążenia ruchomego poszczególnych przeseł w punktach położenia belek poprzecznych i na podporach
	2 przęsła $+ \frac{1}{16} p l^2$ $- \frac{1}{8} p l^2$	2 przęsła $+ \frac{5}{32} P l$ $- \frac{3}{16} P l$	2 przęsła $+ \frac{13}{64} P l$ $- \frac{3}{32} P l$
	$\frac{p a}{2} (0,75 l - a)$ $\frac{p (l - a) (l - 0,25 l)}{2}$ $- \frac{p l^2}{8}$	$P a (1 - \frac{3 a}{2 l} + \frac{3 a^2}{2 l^2})$ $- P a (\frac{1}{2} - \frac{3 a}{l} + \frac{3 a^2}{2 l^2})$ $- \frac{3}{2} P a (1 - \frac{a}{l})$	$P a (1 - \frac{3 a}{4 l} + \frac{3 a^2}{4 l^2})$ $\frac{P a}{4} (1 + \frac{6 a}{l} - \frac{3 a^2}{l^2})$ $- \frac{3}{4} P a (1 - \frac{a}{l})$
	$+ \frac{7}{144} p l^2$ $+ \frac{1}{16} p l^2$ $- \frac{5}{144} p l^2$ $- \frac{1}{8} p l^2$	$+ \frac{53}{288} P l$ $+ \frac{21}{96} P l$ $- \frac{23}{288} P l$ $- \frac{19}{48} P l$	$+ \frac{125}{576} P l$ $+ \frac{61}{192} P l$ $+ \frac{49}{576} P l$ $- \frac{19}{96} P l$

Mając siłę osiową i moment gnący, naprężenie w pasie rozciąganym znajdziemy ze wzoru:

$$\sigma_r = \frac{S}{F} + \frac{M z k_r}{J k_g} \leq k_r,$$

w pasie zaś ściskanym ze wzoru:

$$\sigma_c = \frac{S}{\varphi F} + \frac{M z k_c}{I k_g} \leq k_c.$$

Ponieważ dopuszczalne naprężenia na rozciąganie, ściskanie i zginanie nie są jednakowe, przeto sprowadzamy naprężenia różne do odpowiednio jednakowych.

Przekrój pasa  $F$  przyjmujemy netto, zaś współczynnik  $\varphi$  według wzoru Tetmajera, Jasińskiego lub Rankina. Co się tyczy długości wybaczałnej  $l$  pręta ściskanego, która to długość figuruje we wzorze dla  $\varphi$ , to tutaj trzeba mieć na uwadze, że, rozpatrując wyboczenie w płaszczyźnie



dźwigara przyjmujemy  $l$ , równe długości jednego przedziału, przy wybo-  
czeniu zaś z płaszczyzny dźwigara za długość  $l$  przyjmujemy odległość  
między węzłami tężników poziomych, jeżeli one są, co ma miejsce w mo-  
stach zamkniętych. W mostach zaś otwartych długość  $l$  zależy od sztyw-  
ności tężników pionowych i ich odległości. Długość  $l$  może tutaj dochodzić  
do długości dwóch przedziałów.

Zastrzały i słupy na podporze, jako pręty ściskane, obliczamy na wy-  
boczenie, przy tym za długość  $l$  we wzorze  
ka  $\varphi$  przyjmujemy połowę długości zastrzału,  
żowany z zastrzałem odwrotnym, lub całą dłu-  
wrotnego zastrzału nie ma. Uwzględniając wy-  
szczyzny dźwigara, przyjmujemy zawsze dłu-  
wtedy przy odpowiednim połączeniu elemen-  
strzału możemy moment bezwładności  
przekroju zastrzału przyjmować  
względem osi pionowej przechodzą-  
cej przez środek pasa dźwigara.

Siły osiowe w zastrzałach otrzyma-  
my z linii wpływu. Ponieważ układ  
jest prosty, przeto tutaj linii wpływu  
nie podajemy.

Należy tylko zauważyć, że obciąże-  
nie ruchome stawiać będziemy tylko  
na tym polu linii wpływu, które od-  
powiada ściskaniu danego zastrzału, drugie pole wtedy będzie należeć do  
zastrzału odwrotnego.

Słupy stalowe mogą być tylko rozciągane. Siłę w nich otrzymamy rów-  
nież z linii wpływu. Jako przekrój użyteczny można przyjmować całko-  
wity przekrój słupka, gdyż na końcach, gdzie jest nacięty gwint dla na-  
śrubków, słupek zwykle jest pogrubiony o tyle, aby przekrój jego po  
uwzględnieniu nacięcia równał się przekrojowi miejsc bez gwintu. Wymiary  
podkładek pod ścięgna powinny być takie, aby nacisk na drzewo pro-  
stopadle do włókien nie przekraczał granic dopuszczalnego naprężenia.

Grubość podkładek powinna być dostateczna, aby mogły one przenosić  
ciśnienie słupka na pas równomiernie. Zatem podkładki powinny mieć  
dostateczny moment bezwładności, aby przy równomiernym ciśnieniu nie  
wygięły się. Jeżeli przeto przez  $b$  oznaczymy szerokość podkładki, przez  $l$   
jej długość fig. 631, a przez  $k_g$  dopuszczalne naprężenie na rozciąganie  
przy zginaniu podkładki, to otrzymamy:

$$\frac{Pb}{8} = \frac{lh^3 k_g}{6}, \text{ czyli } h = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{3Pb}{lk_g}}.$$

Przypuszczamy, że długość podkładki, przypadająca na jeden słupek,  
jest mniejsza od szerokości podkładki. W przeciwnym bowiem razie mu-  
sielibyśmy  $h$  znaleźć ze wzoru  $h = \sqrt{\frac{3Pl}{bk_g}}$ .

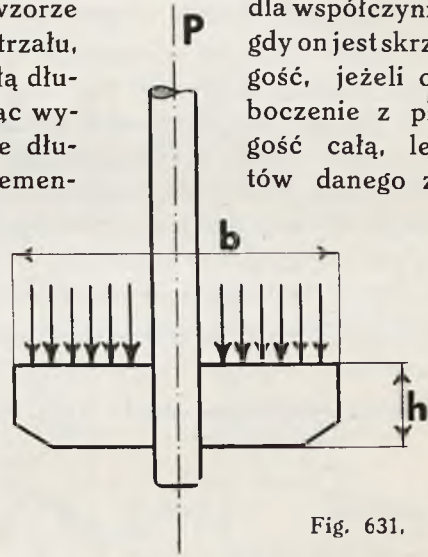


Fig. 631.

Dla żeliwa można przyjąć, że  $k_g = 250 \text{ kg/cm}^2$ .

Przy układach wielokrotnych można rozłożyć kratownicę złożoną na kratownice proste nieprzeszytynione i odpowiednio do ilości  $n$  układów prostych przyjąć na każdy układ prosty  $\frac{1}{n}$  część obciążenia stałego i ruchomego.

Otrzymane siły w kracie będą siłami obliczeniowymi, zaś siły w elementach pasów, które się nakładają jeden na drugi przy tworzeniu układów, należy dodawać w celu otrzymania w nich całkowitych sił obliczeniowych.

Słabym miejscem w mostach systemu Howe'a jest pas dolny, a właściwie przekrycie styków tego pasa rozciąganego. Osiągnięcie równomiernego nacisku we wszystkich listwach, za pomocą których siły oddają się w miejscu styków z jednej części pasa na drugi przez blachy łączące, jest bardzo trudne do osiągnięcia; wytrzymałość drzewa na ścinanie równoległe do włókien jest niewielka. Nadmiar złego wytrzymałość ta zmniejsza się często przez pęknięcia wystających części pomiędzy wycięciami dla listew, wskutek nierównomiernego usychania drzewa.

Niedokładność w wykonaniu wycięć na listwy możnaby usunąć przez poszerzenie wycięć i wypełnienie luzów zaprawą cementową z wkładkami z blachy siatkowej, jak to było wskazane w dziale o belkach złożonych

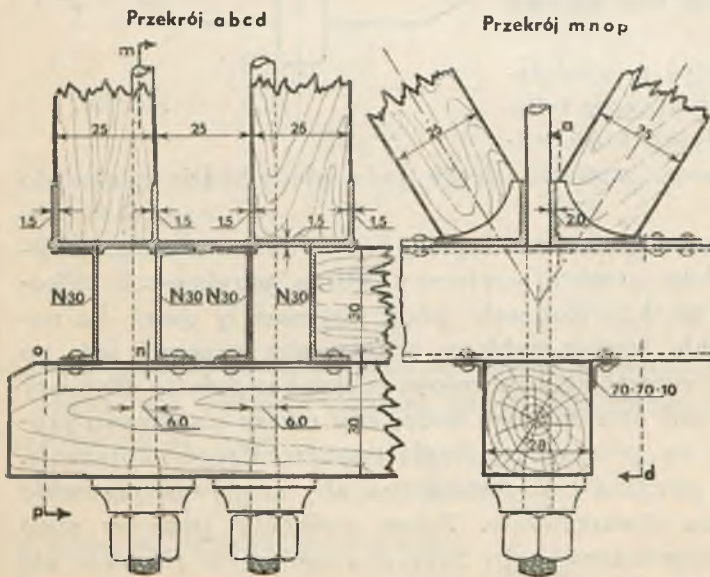


Fig. 632.

str. 272). Usunięcie nierównomierności usychania drzewa jest bardzo trudne, pęknięcia wzdłuż włókien zawsze mogą mieć miejsce, i dlatego też należy w naprężeniach na ścinanie mieć znaczne zapasy. Pasy rozciągane w systemie Howe'a, jak to zresztą stosuje się w ściągach mostów łukowych, mogą być stalowe i składać się z ceowników i dwuteowników lub też nawet z blach płaskich o znacznej grubości (2 cm do 3 cm), jak to zastosował inżynier Kierbedź w części zwodzonej mostu Mikołajewskiego w Petersburgu\*).

\*) Część zwodzona układu Howe'a wykonana jest cała z żelaza zgrzewnego ze stopkami z żeliwa.



Przy pasie dolnym stalowym stopki dla zastrzałów mogą być również stalowe lub żeliwne o kształcie pokazanym na fig. 632 i 633. Do elementów pasa tak z dołu, jak z góry, można przy węzłach przynitowywać lub przypawać listwy, pomiędzy którymi szczelnie wstawia się stopkę i podkładkę słupka. Listwy te przeciwdziałają przesunięciom stopek wzdłuż pasa pod działaniem sił składowych poziomych parcia zastrzałów na pasy (fig. 632).

Przy pasach z blach stopki mogą być wcięte w blachy tak, jak to się robi przy pasach z desek. Tak właśnie były wykonane węzły w moście Mikołajewskim.

Styki kształtowników pasa dolnego mogą być przekrywane za pomocą nakładek, jak się to stosuje w bu-

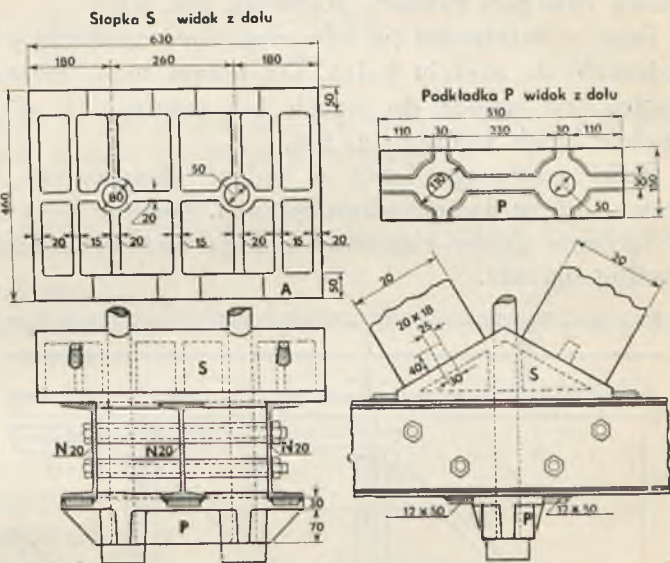


Fig. 633.

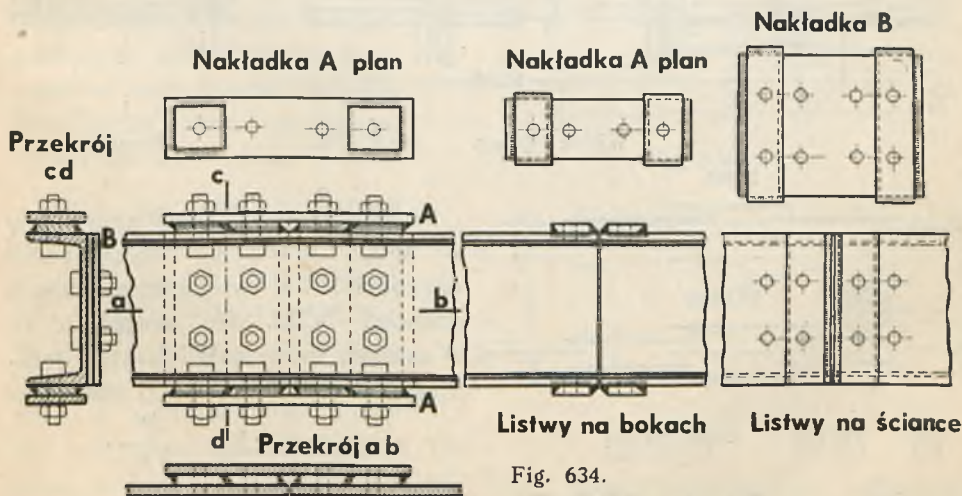


Fig. 634.

downictwie stalowym, lub mogą być wykonane według fig. 634 za pomocą listw przypawanych pracujących na docisk. Śruby w tych połączeniach utrzymują tylko w miejscu nakładki nie pracując na ścinanie. Połączenie takie nadaje się do stosowania w mostach składanych.



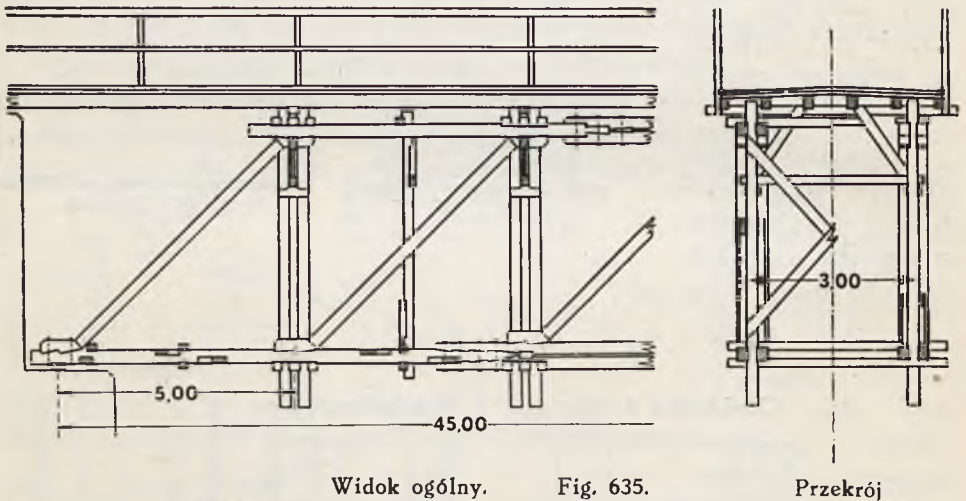
### § 145. Mosty systemu Rychtera.

Jeżeli w układzie Howe'a słupki stalowe zastąpimy słupkami drewnianymi o takim połączeniu z pasami, że słupki będą mogły pracować tylko na rozciąganie, nadto jeżeli pasy mamy o przekroju zmiennym w zależności od sił, jakie panują w poszczególnych przedziałach pasów, to otrzymamy dźwigary systemu Rychtera (fig. 635).

Pasy w zależności od siły mogą być zrobione z jednej, dwóch, trzech, czterech do sześciu belek. Od jednej belki można zrobić przejście do dwóch, od dwóch do trzech lub czterech, i od trzech i czterech do sześciu belek według fig. 636.

Belki pasa mogą leżeć w jednej płaszczyźnie, tworząc pas jednopiętrowy, lub w dwóch płaszczyznach, tworząc pasy dwupiętrowe.

Spojenie pasów ciągniętych może być wykonane za pomocą zazębień, według fig. 637.



Widok ogólny.

Fig. 635.

Przekrój

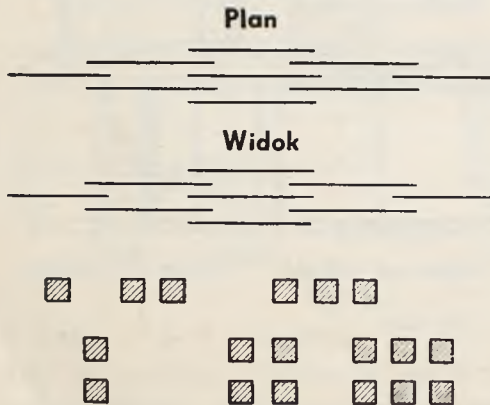


Fig. 636.

Jeżeli przez  $P$  oznaczymy siłę w pasie, przez  $k_r$  dopuszczalne naprężenie na rozciąganie, przez  $b$  grubość belki, to szerokość  $h_1$  w miejscu  $m_1 n_1$  największego osłabienia pojedynczej belki otrzymamy z równania: 
$$h_1 = \frac{P}{b k_r}.$$

Przyjmując wysokość zęba równą  $e = (5 - 7,5)$  cm, otrzymujemy całkowitą wysokość belki pojedynczej 
$$h = h_1 + 2e.$$

Liczbę zębów otrzymamy z równania:  $n = \frac{P}{e b k_c}$ , jeżeli  $k_c$  jest dopuszczalne naprężenie na ściskanie równoległe do włókien.

Długość zęba  $c$  otrzymamy z równania jednakowej wytrzymałości zęba na ściskanie i ścinanie  $c = \frac{e k_c}{k_t}$ .

Wysokość w przekrojach  $m_2 n_2$  i  $m_3 n_3$  określi się z równania:

$$h_2 = \frac{P - 2 e b k_c}{b k_r}, \quad h_3 = \frac{P - 4 e b k_c}{b k_r}, \quad \text{i t. d.}$$

Pas belek podwójnych ma najszerszy przekrój w  $m_3 m_3$  i  $n_3 n_3$ ; wysokość jego otrzyma się w ten sposób, jak belki pojedynczej.

Zatem  $h'_3 = \frac{P_2}{b k_r}$ ,  $h'_2 = \frac{P_2 - e b k_{tc}}{b k_r}$ ,  $h'_1 = \frac{P_2 - 2 e b k_c}{b k_r}$ , i t. d.  $h' = h'_3 + e$ .

Zęby dajemy prostokątne.

Pasy ściskane łączymy według fig. 638 i 639. W pierwszym przypadku zęby są prostokątne, w drugim nieco zastrzone. Jak widzimy z tych figur przy połączeniu możemy bezpośrednio ciśnienie całkowite przekroju jednej belki oddać na belki, z którymi ją łączymy przez zetknięcie czół tych belek. Naturalnie tak jedno połączenie, jak i drugie, wymaga bardzo dokładnego wykonania w przeciwnym bowiem razie zęby będą pracowały niejednakowo.

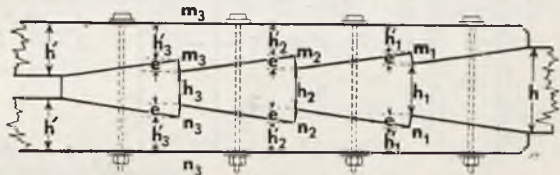


Fig. 637.

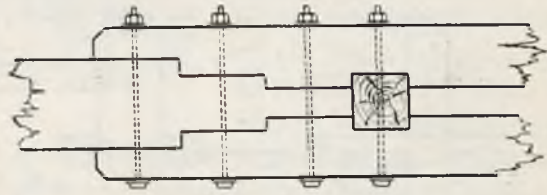


Fig. 638.

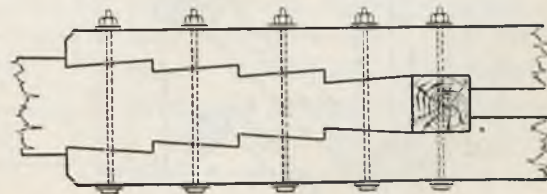


Fig. 639.

Mając na uwadze, że zetknięcie może być wykonane niedokładnie, bezpieczniej jest dopuszczalne naprężenie w pasach nieco zmniejszać (do 15%). Śruby należy stawiać w zetknięciu na każdy ząb po jednej śrubie, aby dobrze zacisnąć belki w zetknięciu i tym sposobem zapobiec pęknięciom od usychania zębów, gdyż pęknięcia takie w znacznej mierze osłabiają pasy w połączeniu.

Odległość pomiędzy belkami w kierunku pionowym daje się od 5 cm do 15 cm, w planie zaś w zależności od grubości słupków, które przechodzą pomiędzy belkami pasów.

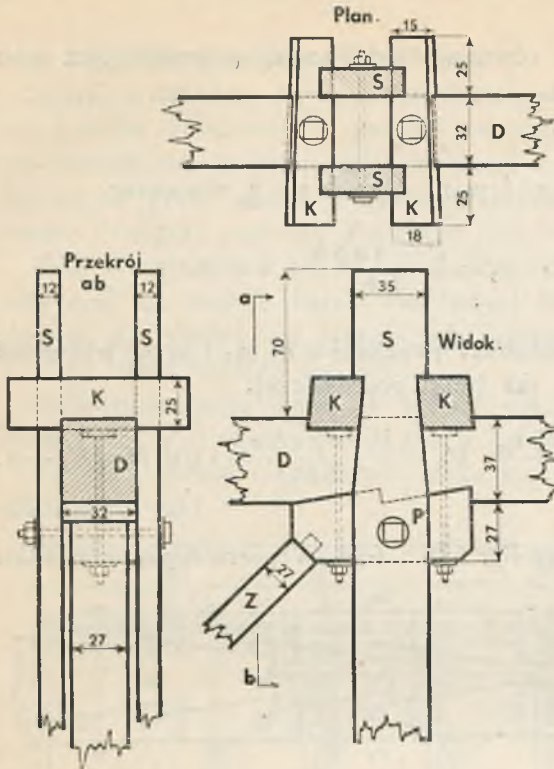


Fig. 640.

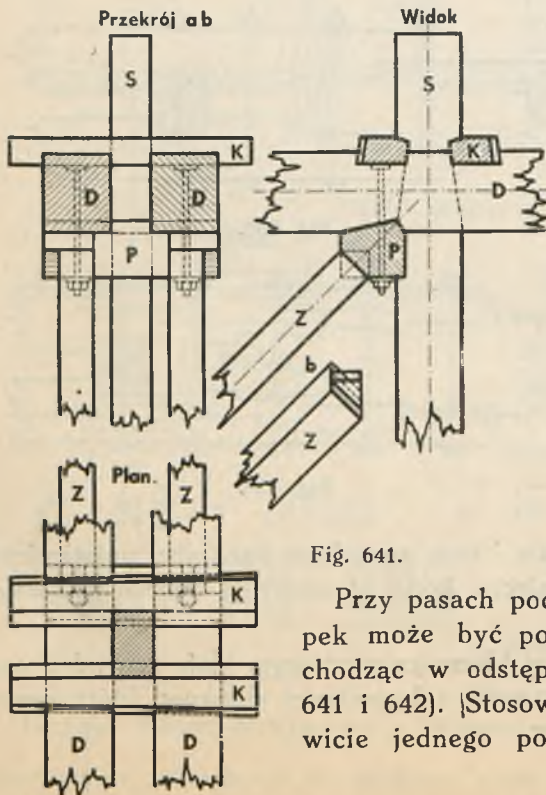


Fig. 641.

Aby belki, z których składa się pas, pracowały możliwie jednakowo musimy je dobrze połączyć klinami poziomymi i pionowymi oraz śrubami, jak to zresztą wskazane było przy rozpatrywaniu dźwigarów systemu Howe'a.

### § 146. Słupki.

Słupki, również jak i w belce Howe'a, składają się z jednego lub kilku elementów. Naturalnie, powinno się dążyć do tego, aby ilość elementów składowych była jak najmniejsza, bo im jest ich mniej, tym większa jest pewność, że praca ich będzie jednakowa.

Już w systemie Howe'a zwracaliśmy uwagę, że dopuszczalne naprężenie w miarę zwiększenia ilości elementów jednego słupka, powinno się zmniejszać ze względu na trudność osiągnięcia jednakowego naciągu. Znacznie większe zachodzą trudności przy słupkach drewnianych, których naciągu w układzie Rychtera nie można regulować, i tym niebezpieczniejsze jest wskutek niejednakowego naciągu zwiększenie naprężeń w drzewie w porównaniu ze stalą.

Przy pasach pojedynczych słupki zawsze są podwójne; obejmują one pas z dwóch stron (fig. 640).

Przy pasach podwójnych jednego poziomu, słupek może być pojedynczy lub podwójny, przechodząc w odstępie pomiędzy belkami pasów (fig. 641 i 642). Stosowanie słupka potrójnego, mianowicie jednego pomiędzy belkami pasów i dwóch



z boków pasów, nie jest racjonalne dla wyżej wskazanych powodów możliwej nierównomierności pracy.

Przy pasach potrójnych jednego poziomu słupki mogą być podwójne lub poczwórne. W pierwszym wypadku dwa słupki wchodzą w odstępek pomiędzy belkami pasa, w drugim wypadku cztery słupki (fig. 643).

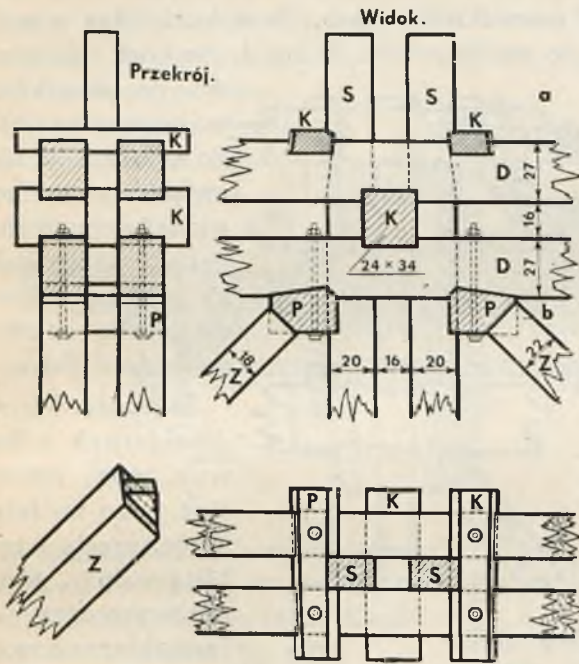


Fig. 642.

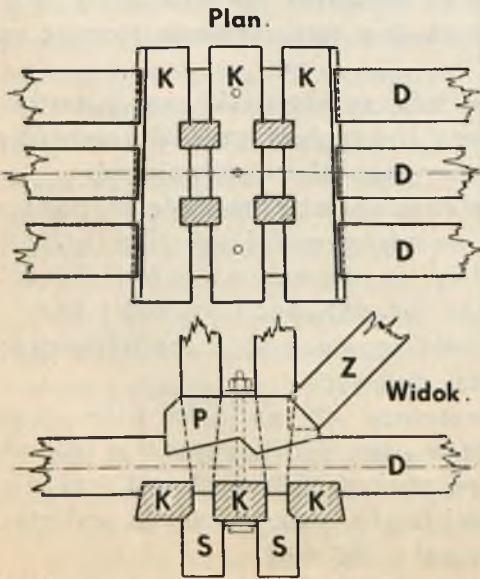


Fig. 643.

Stosowanie słupków podwójnych w płaszczyźnie dźwigara ma tę zaletę, że pozwala w odstępie pomiędzy słupkami stawiać belki poprzeczne i tym sposobem otrzymywać obciążenia dźwigarów węzłowe (fig. 636).

Jednak w tym przypadku słupki otrzymują się dość szerokie, co ma wpływ na zwiększenie naprężeń drugorzędnych tak w słupkach, jak również i w pasach. Lecz nie tylko ze względów wyżej wymienionych powinniśmy dążyć do zmniejszenia ilości części składowych danego słupka. Im więcej jest części tym naturalnie części te są mniejszych

przekrojów, zatem wszelkie pęknięcia, które powstają wskutek usychania, mogą stanowić duży procent osłabienia przekrojów. Szczególniej na końcach, powyżej wcięć, pęknięcia mogą być niebezpieczne, a tutaj otrzymują się one czasem dość znaczne. Dlatego też zaleca się końce słupków ściągać śrubami, co jest dogodnie, jeżeli słupki są z dość grubych dyli (fig. 644).

Kliny w przekroju są kształtu równoległoboku z pochyleniem boków do pionu również  $\frac{10}{1}$  i boku, na który opiera się wycięcie słupka, z pochyleniem do poziomu  $\frac{5}{1}$ . Klíny pracują na zginanie, zgniata-

nie i ścinanie, robią się z drzewa twardego, przeważnie dębowego. Stoczystość podłużna klinów wynosi około  $\frac{1}{20} \div \frac{1}{30}$  i długość ich jest od 10 cm do 20 cm większa niż szerokość pasów.

Wysokość klina zależy od siły w słupku; im większa jest siła w słupku, tym wysokość klina powinna być większa. Ponieważ siła w słupkach wzrasta ku podporom, przeto wysokość klinów około podpór daje się większą, niż pośrodku dźwigara. Szerokość klina u podstawy daje się od 15 cm do 30 cm i stosunek szerokości do wysokości

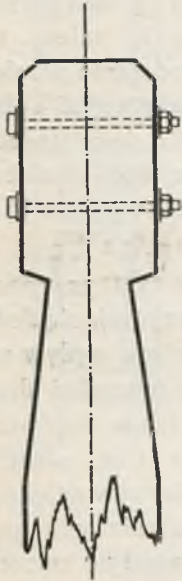


Fig. 644.

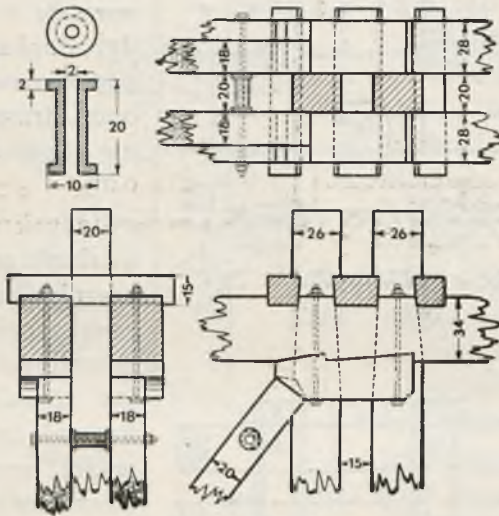


Fig. 645.

ści do wysokości w granicach od 1 do 6. Szerokość klina powinna odpowiadać dopuszczalnemu naprężeniu na ściskanie drzewa pasów prostopadle do włókien.

Zastrzały, jak w dźwigarach Howe'a, mogą pracować tylko na ściskanie, przeto w pobliżu podpór, gdzie siła poprzeczna jest jednokierunkowa, zastrzały mogą być

tylko jednego kierunku, t. j. główne; ku środkowi siła poprzeczna może być dwukierunkowa, przeto tutaj niezbędne jest stawianie również zastrzałów odwrotnych, drugorzędnych.

Ustrój przekroju zastrzałów będzie tutaj zupełnie taki sam, jak w belkach Howe'a. Zastrzały główne mogą być pojedyncze lub podwójne, zastrzały odwrotne przechodzą pomiędzy zastrzałami podwójnymi.

Odległość pomiędzy podwójnymi zastrzałami utrzymuje się za pomocą zaperek szpulkowych, które stawiają się na końcach i pośrodku (fig. 645). Zastrzały końcami swymi opierają się na drewniane trzewiki (piętki), które mogą być poprzeczne i podłużne (fig. 641, 642 i fig. 640 i 643).

Połączenie zastrzałów z trzewikami robi się za pomocą czopa trójkątnego, prostokątnego, albo za pomocą trzpieni stalowych.

Piętki poprzeczne równomierniej przenoszą siły na belki pasów, zato mogą być wcięte tylko jednym zębem w pasy, nadają się przeto tylko do takich zastrzałów, w których składowa pozioma siły zastrzału jest niewielka. Przy dużej składowej poziomej trzeba stosować piętki podłużne, które dają możliwość dać dwa lub trzy zęby (fig. 645).

Obliczenie dźwigarów systemu Rychtera niczym się nie różni od obliczenia



układu Howe'a. Różnica polega tylko na tym, że siły w pasach, jak również w prętach kraty, należy obliczać we wszystkich prętach.

### § 147. Mosty Pintowskiego.

Mosty systemu Pintowskiego należą do mostów kratowych o kracie zastrzałowej (fig. 646). Mamy przeto tutaj zastrzały, które muszą pracować nie tylko na ściskanie, lecz i na rozciąganie. Odpowiednio do tego i połączenie zastrzałów z pasami w węzłach musi być takie, aby zastrzały mogły wypełnić swe zadanie. Zastrzały ściskane są tutaj, jak w mostach Howe'a lub Rychtera, zastrzały zaś rozciągane zwykle składają się w płaszczynie dźwigara z

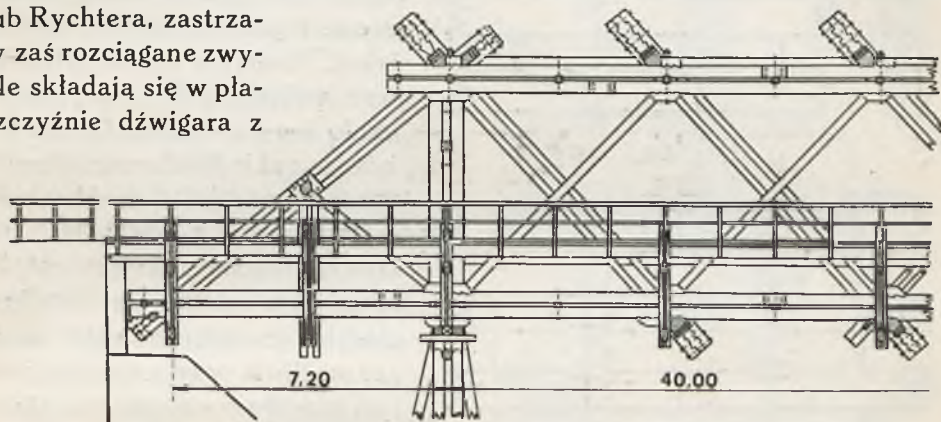


Fig. 646

dwóch prętów, na końcach połączonych ze sobą wstawką tak, że dwa pręty tworzą jakby długie ogniwo łańcucha (fig. 647).

W odstęp pomiędzy częściami ogniwa wstawiają się kliny poprzeczne, które dają naciąg krzyżulcowi i przenoszą siłę na pasy.

W zależności od siły, panującej w krzyżulcu, wstawka A pomiędzy odnogami krzyżulca może być mniejsza lub większa i połączona z gałęziami prosto lub z ząbieniem (fig. 647).

Pasy dźwigarów są zwykle na całej długości o przekroju jednakowym i składają się z czterech bali.

Bale są położone po dwa w planie w pewnym odstępie, niezbędnym do przypuszczenia pomiędzy nimi zastrzałów rozciąganych. Odstęp pionowy pomiędzy balami jest niewielki, około 6 cm.

Przy stykowaniu bali pasów daje się zwykle w jednym przekroju styk tylko jednego bala i unika się oczywiście połączeń bali pośrodku dźwigara, gdzie siły w pasach są największe.

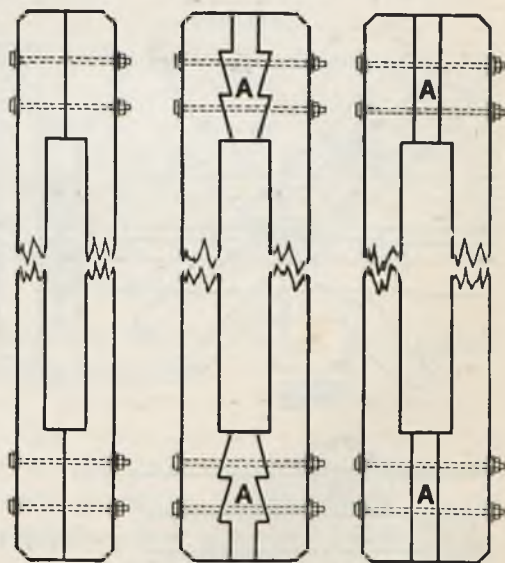


Fig. 647.



Długość poszczególnych bali można przyjmować do 15 m. Połączenie urzeczywistnia się za pomocą zazębionych nakładek drewnianych i stalowych (fig. 648), lub nakładek drewnianych sklinowanych (fig. 649). Zazębienie lub sklinowanie nakładek niezbędne jest tylko w pasach rozciąganych, w pasach zaś ściskanych

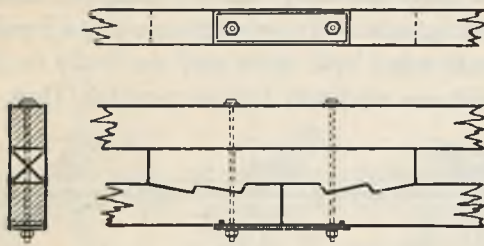


Fig. 648.



Fig. 649.

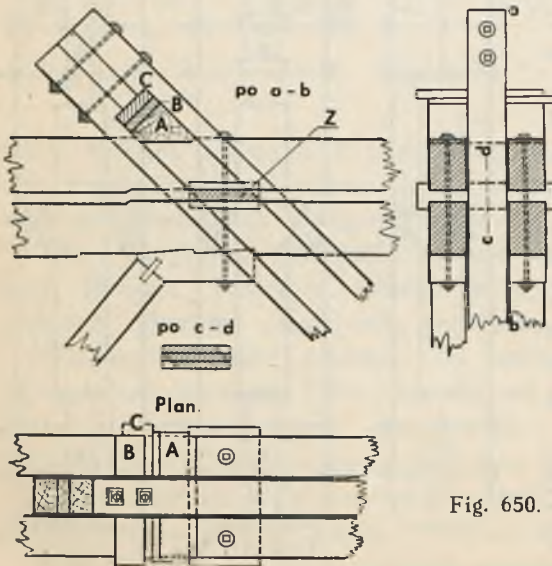


Fig. 650.

można ani zazębień, ani klinów nie dawać, natomiast czoła bali łączonych powinny być wygładzone i powinny dobrze się dotykać. Pomiedzy czoła można dawać wkładki z blachy grubości około  $3\text{ mm} \div 5\text{ mm}$ . Liczba klinów w nakładkach rozciąganych powinna odpowiadać obliczeniu.

Bale pasów powinny być połączone klinami i śrubami poziomymi oraz pionowymi, aby pas złożony z czterech części związać możliwie w jedną całość i aby tym sposobem osiągnąć możliwie jednakowe naprężenia w całym przekroju. Zastrzały ściskane

opierają się tutaj o piętki podłużne i połączone są jak w dźwigarach Rychtera za pomocą czopa lub trzpienia (fig. 650).

Zastrzały rozciągane opierają się o kliny i poprzeczkę (fig. 650), przechodzącą przez odstęp pomiędzy gałęziami danego zastrzału.

Kliny te, leżąc na zewnętrznej stronie pasa, dają nacisk na wszystkie elementy pasa dzięki zaporkom Z poziomym, jakie są postawione zwykle w węzłach pasa. Jeżeli zastrzał jest ściskano-rozciągany,

to zewnątrz części zastrzału, pracującego na rozciąganie, daje się podwójny zastrzał, obejmujący środkową część zastrzału rozciąganego, który może pracować na ściskanie. Opiera się on przeto o podłużne piętki  $P_1$  (fig. 651).

Ponieważ zastrzały rozciągane mogą dawać dość znaczną siłę składową

poziomą, która będzie się starała kliny podtrzymujące końce zastrzałów przesunąć wzdłuż pasów, przeto kliny te odpowiednio muszą być wcięte w pasy, aby zapobiec takiemu przesunięciu. Jednak przy dużych siłach w zastrzałach wcięcia te musiałyby być dość znaczne, co znacznie osłabiłoby pasy.

Aby uniknąć tych dużych wcięć można dawać piętki  $P$  na zewnętrznej stronie pasa, wcięte dwoma zębami w bale pasów, i opierać w nie poprzeczki, trzymające zastrzały rozciągnięte (fig. 651).

Kliny są zwykle podwójne i naciskają bezpośrednio na poprzeczkę  $A$ . Wymiary poprzeczki oczywiście zależne są od sił w zastrzale. Szerokość jej powinna odpowiadać dopuszczalnemu naprężeniu na ciśnienie na pas, oraz na samą poprzeczkę i na zastrzał. Kliny służą również do regulowania naciągu zastrzału.

Mosty systemu Pintowskiego z jazdą tak dołem jak i górą dają możliwość układania belek poprzecznych bez

pośrednio w węzłach, przez co unika się gięcia pasów i dodatkowych naprężeń. Przy jeździe górą należy piętki  $P$  dawać do-

syć wysokie, by belka poprzeczna mieściła się bez wcięć, przy jeździe dołem piętką powinna mieć odpowiednią wysokość.

#### § 148. Mosty kratowe z desek.

Mosty z desek należą do układów kratowych wielokrotnie przesztynionych. Krata jest zwykle równoboczna z dwóch warstw desek, pochylonych pod kątem od  $45^{\circ}$  do  $60^{\circ}$  względem pionu (fig. 652). Rozpatrzmy tutaj tylko dwa układy: układ amerykańskiego inżyniera Towna, który zbudował most z desek w roku 1820, i układ rosyjskiego inżyniera Lembkego, który właściwie jest nieco zmienionym układem Towna, jak jak to później zobaczymy.

Zatrzymujemy się na tych układach dlatego, że mają one jako zaletę łatwe wykonanie i zestawienie i wskutek prostego ustroju nadają się dobrze do mostów o charakterze czasowym, a więc podczas działań

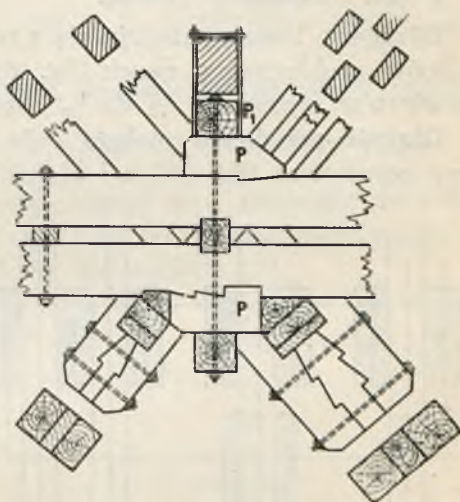


Fig. 651.



Fig. 652.



wojennych, do dźwignic przy wykonaniu większych budowli, gdy rozpiętość belek dźwignicy może dochodzić do  $30\text{ m} \div 40\text{ m}$ , i gdy trzeba podnosić znaczne ciężary. Takie dźwignice przesuwne o rozpiętości  $30\text{ m}$  były stosowane przy budowie mostów w Petersburgu, gdy trzeba było podnosić i przesuwać ciężary do  $12\text{ t}$ .

### § 149. Dźwigary Towna.

Dźwigary Towna składają się z pasów wykonanych z desek, oraz krzyżulców zrobionych z desek (fig. 653). Krata jest wielokrotna. Wysokość dźwigarów wynosi od  $\frac{1}{4}$  do  $\frac{1}{9}$  rozpiętości.

Długość przedziału małego daje się  $1$  do  $1,5\text{ m}$ . Ścianka kraty może być pojedyncza (fig. 653 a i b) lub podwójna (fig. 653 c i d), przy czym

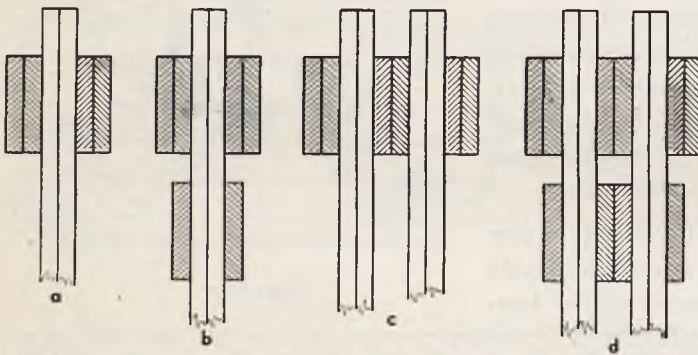


Fig. 653.

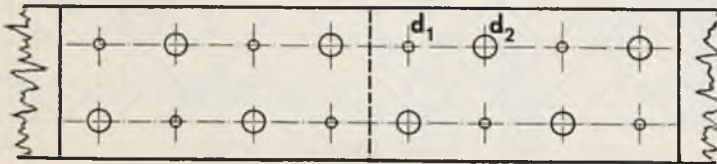


Fig. 654.

szerokości około  $30\text{ cm}$ , i długości  $10\text{ m} \div 12\text{ m}$ .

Pasy mogą być jedno i dwupiętrowe. W ostatnim przypadku osie pasów przechodzą przez przecięcie się osi zastrzałów, a to by łatwiej osiągnąć połączenie ich ze ścianką kraty.

Wymiary desek powinno się brać takie, aby można było skutecznie ich połączenie przy sztukowaniu desek rozciąganych, mając na uwadze, że stosując w połączeniach śruby lub kołki dębowe przy dwóch szeregach w desce, możemy liczyć na pracę nie więcej niż  $4$  śrub lub kołków w jednym szeregu, zatem wszystkiego możemy dać nie więcej niż  $8$  śrub lub kołków, a przeważnie cztery śruby i cztery kołki (fig. 654). Jeżeli przeto oznaczymy średnicę śruby przez  $d_1$ , średnicę kołka przez  $d_2$ , grubość deski przez  $\delta$ , dopuszczalne naprężenie w śrubie na ścinanie  $k'_1$ , a w kołku  $k''_1$ , dopuszczalne naprężenie na ściskanie w otworach desek przez  $k_c$ ,

każda ścianka składa się z dwóch rzędów desek, pochylonych pod jednym i tym samym kątem względem pionu, lecz skierowanych w różne strony. Ścianki podwójne rozstawione są zwykle na odległość grubości dwóch desek pasowych.

Pasy, jak już powiedzieliśmy, robi się z desek o grubości od  $5\text{ cm}$  do  $6\text{ cm}$ ,



to stosując w połączeniu 4 śruby i 4 kołki, otrzymamy największą siłę w desce:

$$S_1 = \pi d_1^2 k'_t + \pi d_2^2 k''_t, \quad \text{lub} \quad S_2 = 4 \delta (d_1 + d_2) k_c.$$

Dru ga z tych dwóch sił jest zwykle decydująca.

Średnicę śrub przyjmuje się zwykle 20 mm, średnicę zaś kołków od 3,5 cm do 6,0 cm.

Przy  $d_1 = 2$  cm,  $d_2 = 5$  cm,  $\delta = 6$  cm,  $k_c = 70$  kg/cm<sup>2</sup> otrzymamy  $S_2 = 70 \times 4 \times 6 \times 7 = 11760$  kg.

Przyjmując dopuszczalne naprężenie na rozciąganie 100 kg/cm<sup>2</sup>, otrzymamy szerokość deski  $b = \frac{11780}{6 \times 100} + 7 = 19,6 + 7 = 26,6$  cm  $\approx$  27 cm.

Deski ściskane przy ich sztukowaniu mogą być zetknięte ze sobą czołami i przekryte nakładką, która w tym przypadku jest niezbędna jedynie poto, aby końce desek ściskanych się nie wygięły.

Na styki desek ściskanych można dać nakładki z blachy, pokazane na fig. 655, które mają dwie dziury do kołków i sześć dziur do śrub.

Czasami zamiast krycia styków specjalnymi nakładkami dają o jedną lub dwie deski więcej, niż przypada z obliczeń. Deski dodatkowe służą jako nakładki do przekrycia styków desek pasów.

Styk desek dajemy zwykle w różnych przedziałach tak, że w jednym przekroju otrzymuje się styk zwykle jednej lub conajwyżej dwóch desek.

Przy obliczaniu pasów ściskanych uwzględniamy oczywiście możliwość wybożenia tak w płaszczyźnie dźwigara, jak również i z płaszczyzny dźwigara.

W pierwszym przypadku za długość wybaczną przyjmujemy długość przedziału, w drugim zaś przypadku odległość pomiędzy węzłami tężników poziomych, jeżeli one są. W mostach otwartych długość ta zależy od odległości pomiędzy tężnikami (słupami) pionowymi i od sztywności tych ostatnich w kierunku poprzecznym mostu.

Do połączeń desek stosują również rozcięte pierścienie stalowe Tuchscherera, Dehalla, pierścienie zazębione, aligatory Grensena (fig. 659) zaporki talerzowe Christopa i Unmacka (fig. 660) i inne. Zdaje mi się, że wszystkie te zaporki są opatentowane i mogą być przeto stosowane z zezwolenia autorów.

Pierścienie Tuchscherera, jak to widać z figury 656 robi się z płaskowników stalowych o grubości od 3 mm do 6 mm, szerokości od 20 mm do 45 mm i o średnicy od 10 cm do 22 cm.

Luz przy rozcięciu pierścienia przyjmuje się równym  $\frac{b}{3}$ .

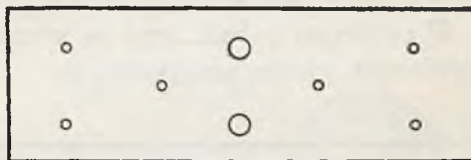


Fig. 655.

Siła jaką można przekazać na jeden pierścień otrzymuje się z równań wytrzymałości na ścinanie i zgniatanie:  $k_t = \frac{2P}{\pi d^2}$  i  $k_c = \frac{P}{bd}$ .

Jeżeli siły w deskach skierowane są pod kątem  $\alpha$  do kierunku włókien w deskach, to dopuszczalne naprężenie na zgniatanie i ścinanie otrzymujemy ze wzorów:

$$k_{c\alpha} = \frac{k_c}{1 + \left(\frac{k_c}{k'_c} - 1\right) \sin^2 \alpha} \quad \text{i} \quad k_{t\alpha} = \frac{k_t}{1 + \left(\frac{k_t}{k'_t} - 1\right) \sin^2 \alpha}$$

W tych wzorach  $k'_c$  i  $k'_t$  oznaczają dopuszczalne naprężenie na zgniatanie i ścinanie prostopadle do włókien desek. Ilość pierścieni w kierunku działania sił przyjmuje się nie więcej jak dwa do trzech. Przy większej ilości pierścieni praca ich jest nie jednakowa i nawet przy trzech pierścieniach zaleca się dopuszczalne naprężenia zmniejszać o 10%.

W poniższej tabeli dane są wymiary pierścieni i desek, w których te pierścienie można stosować.

Średnica pierścienia d cm	Szerokość b cm	Grubość c w mm	Pole osłabienia przekroju deski $\frac{b}{(d+2c)} \text{ cm}^2$	Ciężar pierścienia kg	Najmniejsza średnica śruby mm	Najmniejsze wymiary desek		Odległość od krawędzi deski do osi pierścienia cm	Odległości pomiędzy osiami pierścieni cm
						szerokość cm	grubość cm		
22	4,5	6	52	1,47	22	26	7	29	35
	4,0	5	46	1,09	22		6		
	3,5	5	40	0,96	19		6		
20	4,0	5	42	0,99	19	24	6	26	32
	3,5	5	37	0,87	19		6		
	3,0	4	31	0,60	19		5		
18	3,5	5	33	0,78	16	22	6	23	29
	3,0	4	28	0,54	16		5		
	2,5	3,5	23	0,39	16		5		
16	3,0	4	25	0,48	16	20	5	21	26
	2,5	3,5	21	0,35	16		4,5		
14	2,5	3,5	18	0,30	12	18	4	18	22
	2,0	3	15	0,21	12		3,5		
12	2,0	3	13	0,18	12	15	3,5	16	19
10	2,0	3	11	0,15	12	13	3,5	13	16

Wycięcia do wstawiania pierścieni dają się tak co do głębokości jak i co do szerokości około 1 mm większe od szerokości i grubości pierścieni. Szpary te wykonywa się przyrządem pokazanym na fig. 661. Pierścienie

Dehalla fig. 657 mają poprzeczki z otworami na osi pierścieni, przez które przechodzi śruba. Poprzeczka wpuszcza się w deskę równoległe do włókien, by tym sposobem zwiększyć

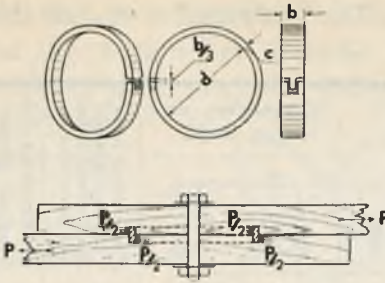


Fig. 656.

wytrzymałość pierścieni przy działaniu sił prostopadle do włókien. Dają również po dwie poprzeczki prostopadłe jedna do drugiej.

Trzeci typ pierścieni są to pierścienie zazębione z dwóch stron i wygięte w postaci gwiazdy (fig.



Fig. 658.

658 i 659). Połączenia za pomocą pierścieni zazębionych otrzymują się dobre, wykonanie połączeń jest proste, gdyż nie wymaga żadnych dodatkowych robót w postaci wycinania rowków. Pierścień nakłada się na deskę, nakrywa się drugą deską i następnie deski zaciska się albo uderzeniami obuchem topora albo zaciskami i po środku pierścienia wstawia się śrubę.

W tabeli na str. 410 podane są wymiary pierścieni, wymiary desek i średnice śrub.

Więcej szczegółowe dane dotyczące wyżej wspomnianych połączeń podane są w „Grundlagen des

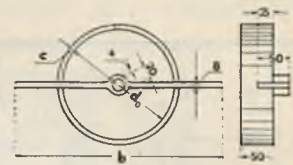


Fig. 657.

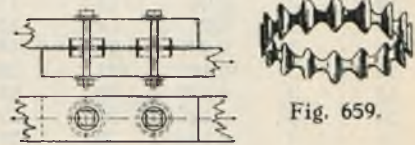


Fig. 659.

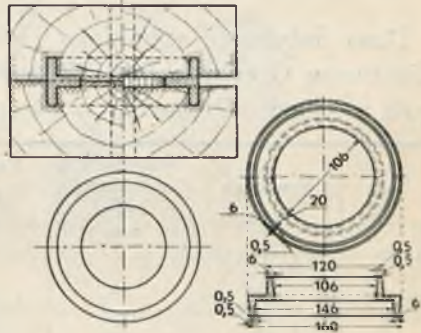


Fig. 660.

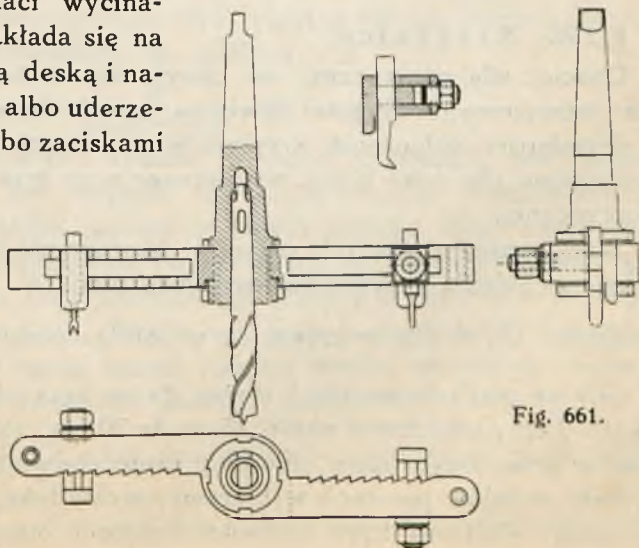


Fig. 661.



Holzbaues von Dr. Ing. Th. Gesteschi" i w „Der Holzbau" 1920 r. zeszyt 24.

Średnica pierścieni <i>d</i> cm	Szerokość pierścienia cm.	Ciężar pierścienia kg	Średnica śruby mm	Najmniejszy wymiar deski		Najmniejsza odległość od krawędzi końca deski do środka pierścienia cm.	Najmniejsza odległość pomiędzy środkami pierścieni cm	Dopuszczalna siła na jeden pierścień kg	Pole przekroju osłabienia od jednego pierścienia cm <sup>2</sup>
				szerokość cm	grubość cm				
6	2	0,02	13	8	4	6	11	600	3,6
8	2	0,03	13	11	4	8	14	800	4,8
10	2	0,04	16	13	4	10	17	1200	6,0
12	3	0,08	19	15	5	12	20	2200	10,8
14	3	0,095	23	18	5	12	24	2900	12,6
16	3	0,108	23	20	5	12	26	3200	14,4
18	3	0,122	25	21	5	14	28	3700	16,0
20	3	0,135	25	23	5	14	32	4000	18,0
22	3	0,150	29	25	5	14	34	4300	19,8

Dane dotyczące wymiarów i dopuszczalnych obciążeń przy stosowaniu aligatorów Grensena fig. 659 uwidocznione są według danych zaczerpniętych z książki Gesteschi w poniższej tabeli.

Nr	Średnica mm	Najmniejsza szerokość belki mm	Średnica śruby mm	Wymiary podkładek czworobocz. pod śruby mm	Obciążenie krańcowe na jeden pierścień kg	Dopuszczalne obciążenie na jeden pierścień kg
1	54	76	12,7	50, 50, 6	3080	700
2	70	102	16	65, 65, 6	4350	1000
3	95	127	19	75, 75, 8	6400	1500
4	114	153	19	90, 90, 10	7000	1700
5	140	178	22	100, 100, 10	11900	2500
6	159	203	25,5	115, 115, 10	12200	3000

### § 150. Krzyżulce.

Chociaż siła poprzeczna, od której zależą przekroje krzyżulców, nie jest jednakowa na długości dźwigara, jednak dla jednostajności konstrukcji i dogodności połączenia krzyżulców z pasami wymiary desek dajemy jednakowe dla całej kraty, wyznaczone przy tym według największej siły poprzecznej.

Jeżeli mamy  $n$  prostych układów, tworzących daną kratownicę  $n$ -krotną i kąt pochylenia krzyżulców względem pionu  $\alpha$ , zaś siłę poprzeczną na podporze  $Q$ , to siła w krzyżulcu w pobliżu podpory będzie  $S = \frac{1}{n} \frac{Q}{\cos \alpha}$ .

Gdy ze względu na siłę  $S$  można dać w krzyżulcu jedną deskę grubości około 7 cm, szerokości około 25 cm do 30 cm, to dajemy kratę pojedynczą, w przeciwnym razie obieramy kratę podwójną.

Ilość układów prostych wybieramy zwykle taką, aby odległość w świetle pomiędzy deskami kraty jednokierunkowej otrzymała się od dwóch do trzech szerokości desek krzyżulca, i aby przy jeździe górą pomiędzy

wystającymi końcami desek krzyżulców można było położyć belki poprzeczne A pomostu (fig. 662), a przy jeździe dołem, aby mieściły się poprzecznice na pasie dolnym pomiędzy krzyżulcami, chociażby z niewielkim ścięciem u góry, tworząc na końcach jakby belkę oflisową (fig. 663).

Połączenie desek krzyżulcowych z pasami robimy za pomocą śrub i kołków dębowych kształtu lekko stożkowego. W węźle stawiamy dwie śruby o średnicy 2 cm i dwa kołki o średnicy od 3,5 cm do 6 cm.

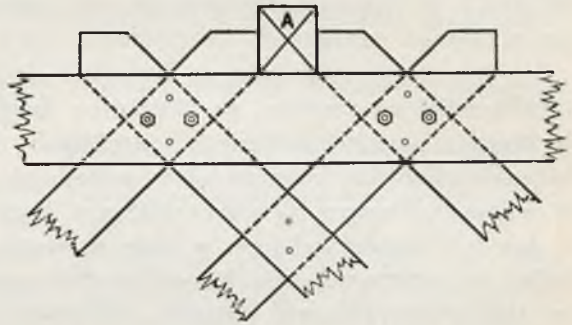


Fig. 662.

Przy obliczaniu połączeń krzyżulców z pasami musimy rozważyć dwa przypadki: 1) w węźle jest jeden krzyżulec i 2) w węźle schodzą się dwa krzyżulce.

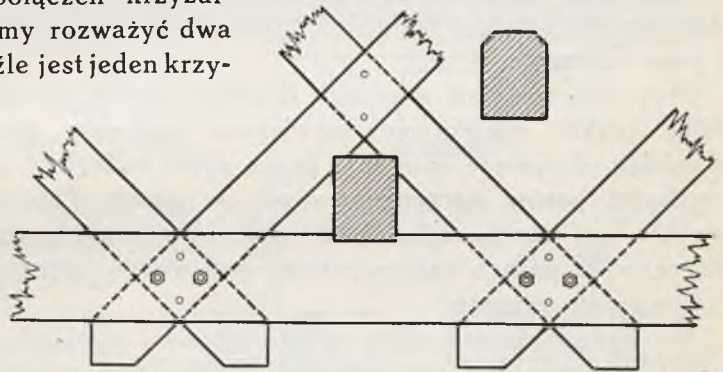


Fig. 663.

W pierwszym przypadku połączenie obliczamy na całkowitą siłę panującą w krzyżulcu, przeto ciśnienie w otworach śrub

i kołków w krzyżulcu nie powinno być większe od dopuszczalnego naprężenia na ciśnienie równoległe do włókien, t. j.

$$\frac{S}{2\delta(d_1 + d_2)} \leq k_c \quad \dots \dots \dots (a)$$

i ciśnienie w otworach śrub i kołków w pasie, działające pod kątem, również nie powinno być większe od odpowiedniego dopuszczalnego naprężenia. Za dopuszczalne naprężenie należy przyjąć tutaj pewne pośrednie pomiędzy dopuszczalnym naprężeniem na ciśnienie równoległe i prostopadłe do włókien. Lecz ponieważ siła ciśnąca w otworze w kierunku prostopadłym i równoległym, zależy od kąta  $\alpha$  pochylenia krzyżulca względem pionu, przeto lepiej zadość uczynić dwóm warunkom wytrzymałości, nie biorąc pod uwagę sił tarcia, a mianowicie:

$$\frac{S \cos \alpha}{2\delta(d_1 + d_2)} \leq k_c', \text{ gdzie } k_c' \text{ jest dopuszczalne naprężenie prostopadłe do włókien, i}$$

$$\frac{S \sin \alpha}{2\delta(d_1 + d_2)} \leq k_c \text{ gdzie } k_c \text{ jest dopuszczalne naprężenie równoległe do włókien.}$$

W drugim przypadku, gdy dwa krzyżulce schodzą się w jednym węźle i oba działają na jedne i te same kołki, przede wszystkim pierwszy warunek (a) powinien być wypełniony dla obydwóch zastrzałów, a więc ciśnienie w dziurach krzyżulców nie powinno przekraczać granicy dopuszczalnego naprężenia na ciśnienie równoległe do włókien.

Co się tyczy ciśnienia w otworach śrub i kołków w pasach, to tutaj trzeba mieć na uwadze, że krzyżulce działające na śruby i kołki, które je łączą z pasami w różnych kierunkach, dają wypadkową wzdłuż pasa, która się równa różnicy sił w sąsiednich przedziałach schodzących się w węźle, w którym łączymy obliczane krzyżulce.

Jak już wskazywaliśmy, w jednym węźle stawiamy dwie śruby i dwa kołki do przymocowania krzyżulców do pasa. Gdyby jednak ze względu na siły w krzyżulcach wypadło postawić więcej śrub i kołków, wtedy musielibyśmy przejść od pasów jednopiętrowych do pasów dwupiętrowych.

Przy obliczaniu sił w pasach piętrowych za wysokość teoretyczną dźwigara przyjmuje się odległość pomiędzy środkami ciężkości pasa górnego i pasa dolnego.

Przy obliczaniu sił w pasach dzielimy zwykle rozpiętość dźwigara na kilka części, znajdujemy największe momenty gnące w przekrojach i dzieląc otrzymane momenty gnące przez odległość pomiędzy środkami ciężkości pasów, otrzymujemy siły w pasach. Ponieważ jeden z pasów zwykle jest jeszcze zginany od belek poprzecznych, przeto przy obliczeniu naprężeń w pasach należy przyjąć pod uwagę naprężenie dodatkowe od miejscowego zginania.

Naprężenie dopuszczalne na rozciąganie i ściskanie oraz zginanie jest różne, przeto przy wyprowadzaniu naprężenia w pasach według wzoru złożonego  $\sigma_r = \frac{S}{F} + \frac{M}{W}$  lub  $\sigma_c = \frac{S}{\varphi F} + \frac{M}{W}$  należy naprężenia różne sprowadzić do jednego: na zginanie, rozciąganie lub też ściskanie. Jeżeli przeto oznaczymy przez  $k_g$ ,  $k_r$  i  $k_c$  odpowiednio dopuszczalne naprężenie na zginanie, rozciąganie i ściskanie, to powyższe wzory przepiszą się w następującej postaci:

$$\sigma_r = \frac{S}{F} + \frac{M}{W} \frac{k_r}{k_g} \leq k_r, \quad \sigma_c = \frac{S}{\varphi F} + \frac{M}{W} \frac{k_c}{k_g} \leq k_c.$$

### § 151. Stężenia pionowe.

Krata z desek nie jest dość sztywna względem osi poziomej, leżącej w płaszczyźnie dźwigara, i wymaga usztywnienia, szczególnie w mostach z jazdą górą.

Pod działaniem ciśnienia pionowego krata mogłaby się wygiąć i załamać, przeto musimy dać tężniki pionowe nie tylko na podporach, lecz i w przekrojach pośrednich pomiędzy podporami. Na podporach dajemy zwykle tężniki, składające się z czterech belek: po dwie z każdej strony dźwigara z niewielkim odstępem na linii skrzyżowania krzyżulców (fig. 664).



Pośrednie słupy stężające mogą być dane co kilka metrów i mogą służyć jednocześnie do przymocowania do nich tężników poprzecznych.

Słupki, stężające kraty, powinny zachodzić na pasy i aby nie wypadły zbyt grube, mogą być zakończone klockami, połączonymi zębami ze słupkami (fig. 665).

Przy kracie podwójnej pomiędzy kratami dajemy pionowe przekładki pomiędzy zewnętrznymi słupami (fig. 666).

Obliczenie słupów narożnych przeprowadzamy na całkowitą reakcję podporową jednego dźwigara, przy czym, w zależności od podparcia dźwigara, przyjmujemy jedną lub obie części narożnika.

Jeżeli dźwigar spoczywa na dwóch rozstawionych ławach, wtedy prawidłowiej przyjmować, że całe ciśnienie oddaje się na jedną ławę, a zatem i na jeden słup narożnika (fig. 668).

Jeżeli zaś dźwigar wspiera się na łożysku, które oddaje ciśnienie na słupy osiowo, wtedy można przyjąć, że oba słupy narożnika pracują na ściskanie.

Pod pasami dajemy zawsze siodełka tak, że dźwigar spoczywa na połączonym z nim siodełku.

Tak słupki narożników, jak i ławy nie powinno się zbyt rozsuwać, gdyż im dalej ława leży od ławy, tym praca ich jest więcej nierównomierna. Kołki, którymi łączymy pasy z kratą oraz krzyżulce między sobą, powinny być toczone z dębu młodego, nieco stożkowate;

po wykonaniu powinny być dobrze wysuszone w piasku gorącym, wygotowane w oleju i posmarowane tłuszczem. Tak przygotowane kołki nie pęcznieją i nie usychają.

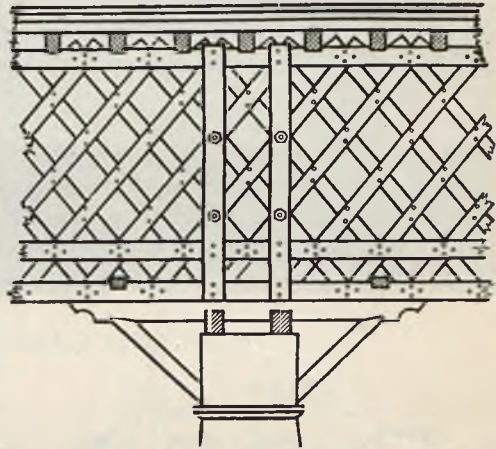


Fig. 664.

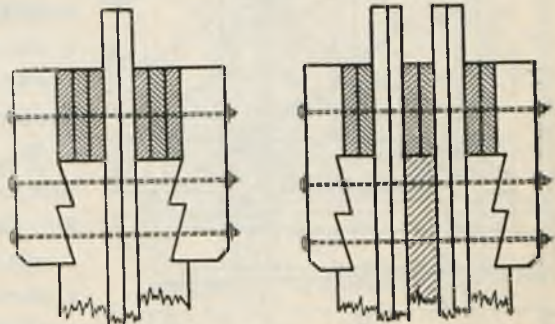


Fig. 665.

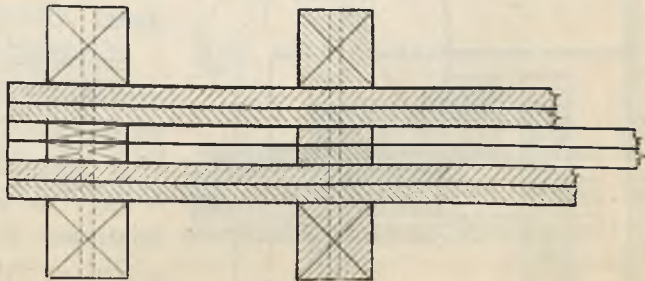


Fig. 666.

## § 152. Mosty systemu Lembkego.

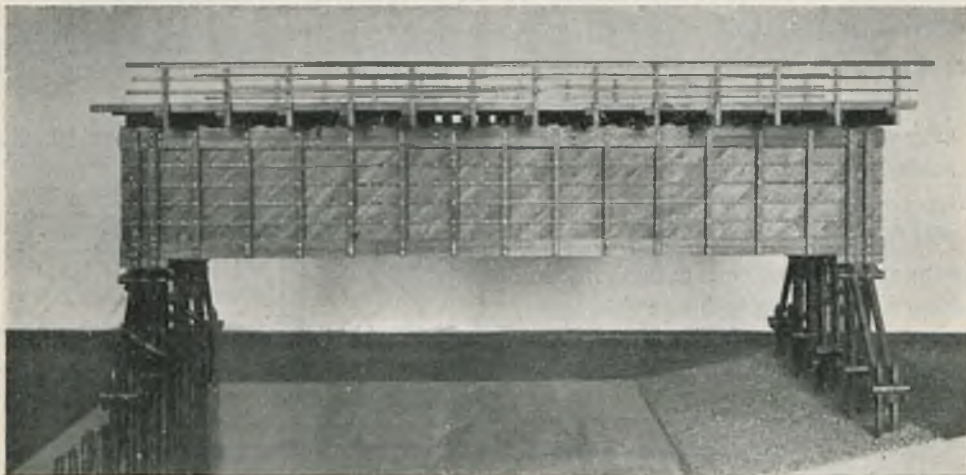


Fig. 667. Most systemu Lembkego (Model).

Widok

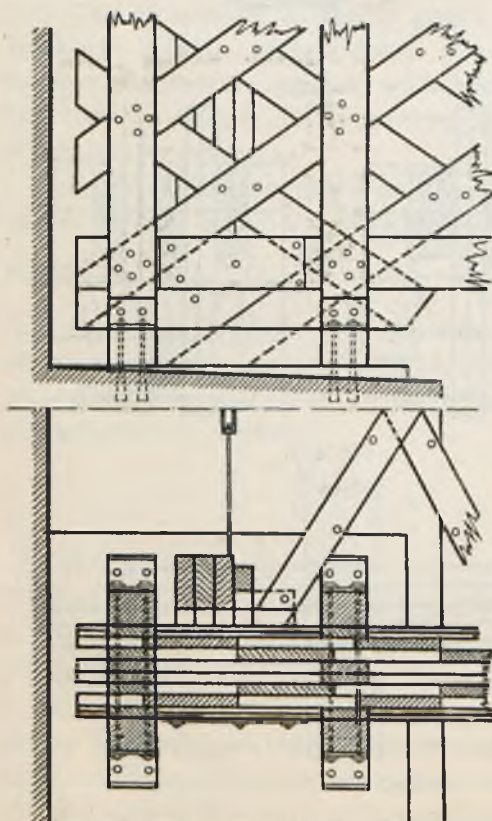


Fig. 668. Plan.

Jeżeli w dźwigarach systemu Towna mamy kratę zupełnie gęstą tak, że jednokierunkowe krzyżulce wytworzą ściankę pełną, pasy zaś będą również z desek, jak w belce Towna, to otrzymamy belkę systemu rosyjskiego inżyniera Lembkego (fig. 667 i 669).

Wysokość dźwigarów tych belek bierze się około  $1/6 - 1/9$  ich rozpiętości. Deski kraty są pochylone zwykle względem poziomu pod kątem  $45^\circ$  i, niezależnie od zmiany siły poprzecznej, dają się jednakowej grubości i szerokości na całej długości dźwigara.

Szerokość desek kraty zależy od szerokości desek pasów ze względu na dogodność połączenia desek ścianki z pasami.

Pasy są pojedyncze lub podwójne (piętrowe) (fig. 670). Pas pojedynczy może się składać z czterech do ośmiu desek; po cztery deski z każdej strony kraty pasa pojedynczego wliczane są do przekroju. Nadto daje się



jeszcze po jednej desce z obydwóch stron, razem dodatkowo dwie deski, które służą jako nakładki przy stykowaniu desek pasa. Nakładki zwykle idą na całej długości pasa. Grubość desek daje się od 5 cm do 7 cm i szerokość od 25 cm do 30 cm.

Przy pasach podwójnych liczba desek wliczanych do przekroju pasa może dochodzić do 16.

W pasach dajemy zwykle dwa szeregi kołków, które łączą deski pasa pomiędzy sobą oraz deski pasa z deskami ścianki. Szeregi te dają zwykle w odległości  $1/4$  szerokości od krawędzi desek pasa, przy tym kołki jednego szeregu stawiane są w połowie skoku kołków drugiego szeregu (fig. 671).

Przy takim rozstawieniu kołków otrzymuje się szerokość deski ścianki

ki  $b = \frac{h}{2} \sqrt{2}$ . Odstęp kołków w każdym szeregu równa się szerokości desek pasa.

Jak widać z fig. 671 każda deska ścianki połączona jest dwoma kołkami z pasem pojedynczym i czterema kołkami z pasem podwójnym. Ścianka tych dźwigarów powinna być usztywniona drewnianymi słupkami pionowymi, które stawiane są zwykle w odległości około 1.6 m jeden od drugiego (fig. 672). Przekrój tych słupków może być  $10 \text{ cm} \times 15 \text{ cm}$ . Końce słupków powinny zachodzić na pasy według fig. 673 lub 665.

Oprócz usztywnienia pionowego daje się też usztywnienie poziome listwami o przekroju poprzecznym  $9 \text{ cm} \times 6 \text{ cm}$ . Listwy poziome wraz ze słupkami pionowymi nie tylko usztywniają ściankę, lecz nadto nie dają możliwości wybożenia się z płaszczyzny ścianki deskom ściskanim. Tak

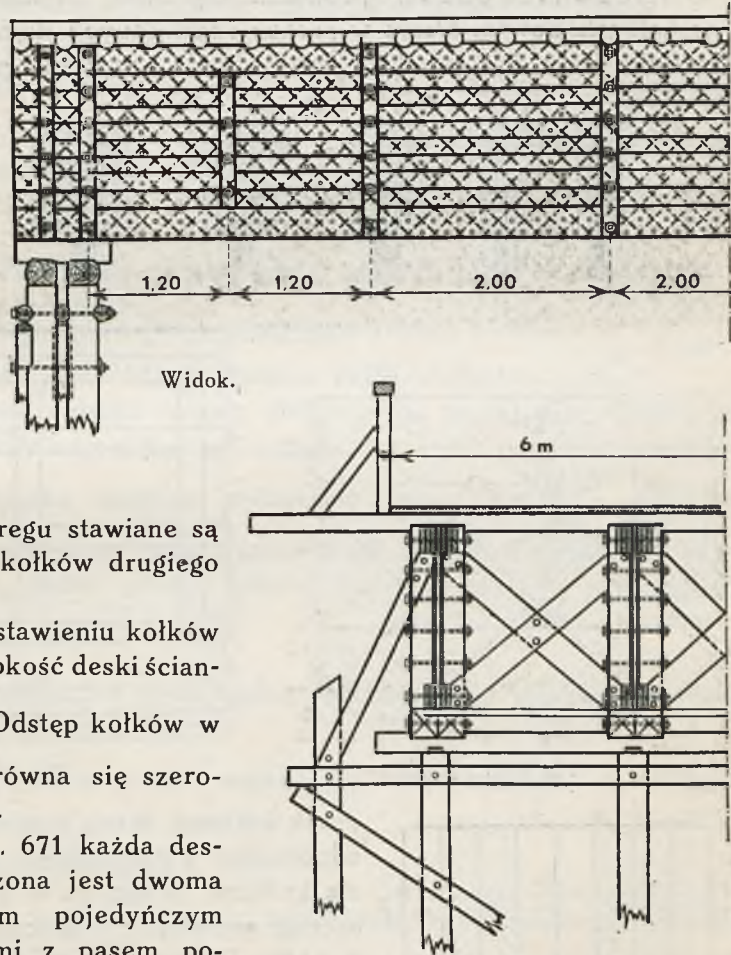


Fig. 669. Przekrój poprzeczny.



słupki pionowe, jak i listwy poziome, które są stawiane obustronnie w odległości około 0,5 m jedna od drugiej, ściągnięte są ze sobą i ścianką śrubami o średnicy: listwy—10 mm i słupki—12 mm. Również śrubami o średnicy 12 mm ściągane są pasy. Śruby stawiają się w odległości około 0,5 m jedna od drugiej.

Obliczenie pasów prowadzi się tutaj zupełnie tak samo jak i w belkach Towna. Deski w pasach rozciąganych dajemy takich wymiarów, aby cały ich przekrój można było wyzyskać przy połączeniach



Fig. 670.

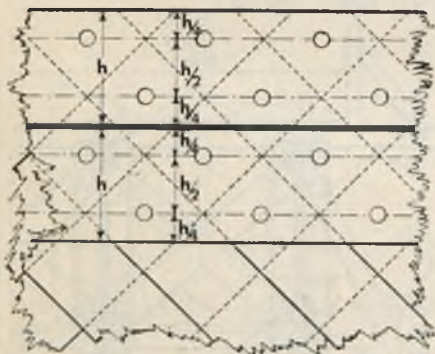


Fig. 671.

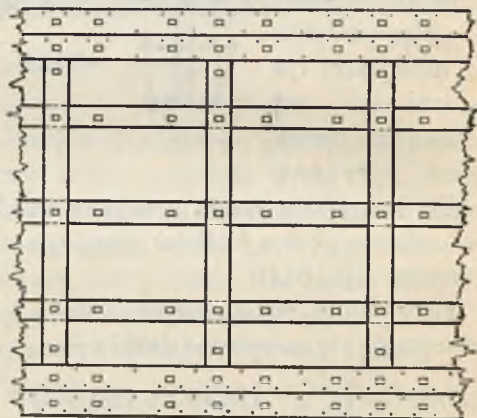


Fig. 672.

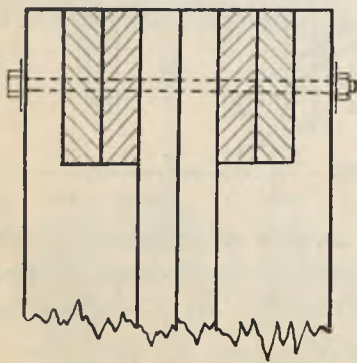


Fig. 673.

desek kołkami, zatem przekrój deski powinien odpowiadać wytrzymałości połączenia ośmioma kołkami, licząc, że w desce dajemy dwa szeregi przestępne i w każdym szeregu po 4 kołki. Dawanie przekrojów desek, których nie moglibyśmy odpowiednio przekryć w stykach, byłoby nie celowe, materiał dany na pasy nie byłby wyzyskany całkowicie, zatem konstrukcja byłaby nieracjonalna.

Obliczenie styków podane było już przy rozpatrywaniu belek Towna, przeto tutaj tylko zaznaczmy, że w przytoczonych tam wzorach uwzględniono w połączeniach śruby i kołki. Tutaj w systemie Lembkiego dajemy tylko kołki, przeto we wzorach tych trzeba tylko zastąpić  $d_1$  odpowiednio przez  $d_2$ .

Przy obliczeniu pasów ściskanych trzeba uwzględnić możliwość wybożenia z płaszczyzny dźwigara. Jako długość wybaczną można przyjmować odległość pomiędzy węzłami tężników podłużnych przy uwzględnieniu momentu bezwładności całego przekroju pasa względem osi pionowej, lub też długość jednej deski pomiędzy śrubami, naturalnie, przy momencie bezwładności tejże deski względem jej osi pionowej.

Ściankę lub kratę możemy obliczyć, rozpatrując ją jako jednolitą, i wtedy na ścinanie możemy zastosować wzór  $k_t = \frac{QS}{\delta I}$ , w którym to wzorze  $Q$  oznacza największą siłę poprzeczną,  $S$  moment statyczny połowy przekroju belki względem osi obojętnej,  $I$  moment bezwładności całego przekroju belki względem tejże osi i  $\delta$  grubość ścianki, t. j. grubość dwóch desek ścianki.

Można również rozpatrywać cały ustrój takiej belki jako  $n$ -krotną kratownicę i wtedy siłę w jednej desce ścianki otrzymamy ze wzoru  $S = \frac{Q}{n \cos \alpha}$ , jeżeli przez  $\alpha$  oznaczymy kąt pochylenia deski względem pionu.

Połączenie desek ścianki można obliczyć jak w układzie Towna lub też na zasadzie siły tnącej na linii kołków, łączących pasy z krzyżulcami.

Siła ta na jednostkę długości będzie się równać  $T = \frac{QS'}{I}$ , gdzie  $S'$  oznacza moment statyczny pasa względem osi obojętnej przekroju belki,  $Q$  i  $I$ , jak wyżej. Jeżeli odstęp kołków będzie  $l_1$ , to siła, przypadająca na jeden kołek, będzie  $\frac{QS'l_1}{I}$ .

Siła ta nie powinna ani ściąć kołka, ani zmiażdżyć ścianki, t. j. desek krzyżulca. Zatem powinno być:

$$1) \frac{QS'l_1}{2I\pi d^2} \leq k_t, \text{ gdzie } k_t \text{ jest naprężenie dopuszczalne na ścinanie}$$

kołka prostopadle do włókien.

$$2) \frac{QS'l_1}{Id\delta} \leq k_c', \text{ gdzie } k_c' \text{ oznacza naprężenie dopuszczalne na ściskanie}$$

pod kątem  $45^\circ$  względem włókien, które może być przyjęte jako średnie z naprężeń dopuszczalnych równoległego i prostopadłego do włókien;

czyli dla sosny będzie  $k_c' = \frac{1}{2}(65 + 15) = 40 \text{ kg/cm}^2$ .

Mosty o ściance pełnej, mając pod względem łatwego wykonania i prostego zestawienia te same zalety, jak i belki Towna, posiadają jednak znaczną wadę. W szczeliny pomiędzy deski dostaje się woda, i drzewo zaczyna dość prędko gnić tak, że trwałość tych mostów jest nie długa. Wymagają one dobrego pokrycia, szczególnie pasów górnych, aby zabezpieczyć je od zaciekania wody. Do mostów czasowych podczas wojny, gdy je budujemy na czas krótki, dźwigary Lembkego mogą być



w zupełności stosowane i były one dość szeroko stosowane podczas wielkiej wojny przez Rosjan.

Wykonanie dźwigarów z desek wymaga dokładności. Mianowicie dziury powinny być wiercone maszynami, przy tym w belce już zestawionej tak, aby dziury były wiercone odrazu przez wszystkie części, które mają być połączone śrubami lub kołkami, przepuszczonymi przez te dziury. W tym celu belka zestawiona w pozycji leżącej, może być wzięta na niewielką ilość śrub o małej średnicy, dla których dziury

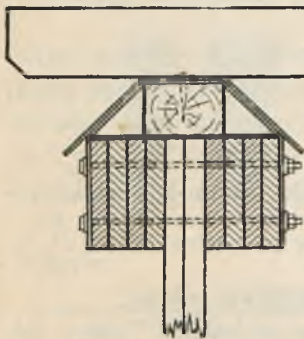


Fig. 674.

można wywiercić według rozkładu ich w poszczególnych częściach, i ściągnięta tymi śrubami, a następnie w tak zestawionej belce powinny być wiercone wszystkie dziury potrzebne przez całą grubość belki. Dziury tymczasowe mogą być następnie rozwiercone do normalnej swej średnicy. Pierwotne śruby można postawić w miejscach, gdzie powinny być kołki, do śrub zaś można wiercić dziury po zestawieniu belki.

Belki z desek o ścianie pełnej nadają się do mostów z jazdą górą. Mostownice lub belki poprzeczne można postawić tutaj na pas górny. Ponieważ jednak pas ten jest dość szeroki, przeto belka lub mostownica, bezpośrednio położona na pasie, przenosiłaby ciśnienie na pas nie osiowo, lecz, uginając się, cisnęłaby więcej na krawędź wewnętrzną. Aby tego mimośrodowego ciśnienia uniknąć, zwykle na pas stawia się belkę podłużną, przymocowaną do pasa żelaznymi klamrami (fig. 674) i na tych belkach podłużnych spoczywają dopiero belki poprzeczne.

Dźwigary systemu Lembkego mogą być jako wolnopodparte na dwóch podporach, jak również ciągłe i wspornikowe.

## ROZDZIAŁ XVII.

### BELKI POPRZECZNE KRATOWE.

#### § 153. Ustrój pomostu w mostach kratowych.

W mostach z jazdą górą ustrój pomostu nie przedstawia żadnych trudności. W tych układach odległość pomiędzy dźwigarami głównymi jest zwykle niezbyt duża i przeto przekroje belek poprzecznych można otrzymać stosunkowo niewielkie, co daje możliwość stosowania belek złożonych lub nawet belek zwykłych. Zawsze jednak powinniśmy dążyć do tego, aby belki poprzeczne stawiać, o ile możliwości w węzłach, aby uniknąć w elementach ściskanych lub rozciąganych osiowo dodatkowych momentów gnących, jakie otrzymują się zwykle przy ustawianiu belek poprzecznych na pasach poza węzłami kratownicy.



W dźwigarach z desek o ścianie pełnej oczywiście położenie belek może być dowolne, w ustrojach zaś Towna stawianie belek w węzłach jest trudne i w tym układzie zmuszeni jesteśmy stawiać belki poprzeczne tylko pomiędzy węzłami. Momenty gnące otrzymujemy tutaj zresztą niewielkie, gdyż długość przedziału jest mała, nie jest ona zwykle większa od 1,5 m. W innych układach, gdzie odległości pomiędzy węzłami dochodzą do 2,5 m, ugięcie pasa wskutek obciążenia pozawęzłowego może dać poważne dodatkowe naprężenia gnące elementów ściskanych lub rozciąganych

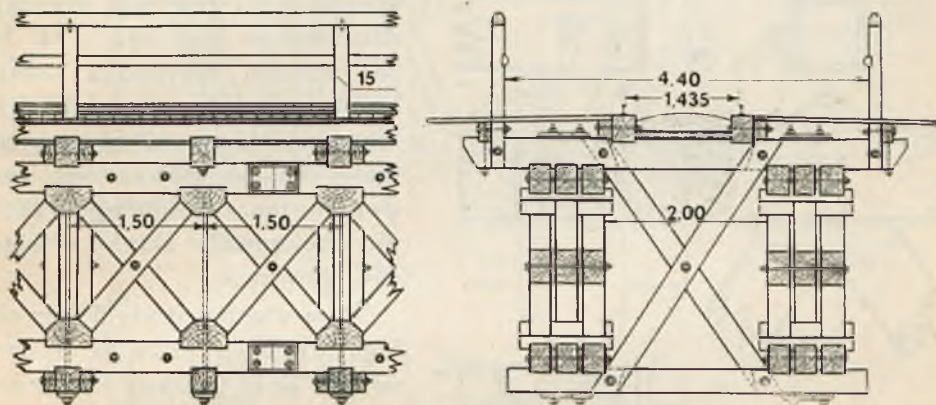


Fig. 675.

ganych osiowo i wymagać wskutek tego znacznego powiększenia ich przekroju, a przez to zwiększenia ciężaru tych elementów, a zatem i ciężaru mostu.

W układzie Howe'a stawianie belek w węzłach (fig. 675) połączone jest z pewnymi niedogodnościami i trudnościami. Stawiając belki w węzle ponad słupkami zmuszeni jesteśmy przepuszczać słupki przez belki poprzeczne, jak to jest pokazane na fig. 675 i 632. Niedogodność polega tutaj na tym, że przy wymianie poprzecznicy

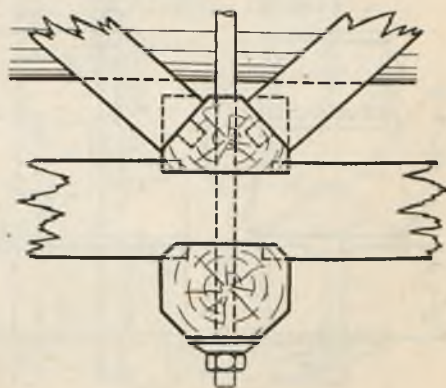


Fig. 676.

zmuszeni jesteśmy zdejmować naśrubki ze słupków, a zatem przy kracie pojedynczej pozbawić kratownicę pręta żywoznego, co nie zawsze może ująć bezkarnie. Trzeba w tym przypadku dźwigar podeprzeć na rusztowaniu, co nie zawsze jest dogodne, a co zawsze jest kosztowne.

Przy kracie przeszywnionej można taką wymianę uskutecznić bez podpierania belek rusztowaniem, wymieniając stopniowo belki najpierw jednego, a następnie drugiego układu. Podczas remontu mostu można spowodować, aby obciążenie jego było znacznie mniejsze, niż podczas zwykłej służby, przeto jeden układ może w zupełności wystarczyć przy

zmniejszonym obciążeniu. Niezmiennność zaś układu nie zostanie naruszona.

Przy jeździe dołem, chcąc poprzeczne belki umieścić tylko w węzłach, podwieszają je do słupków dźwigarów głównych. Oczywiście wytwarza to te same niedogodności, co i przy jeździe górą (fig. 676).

Możemy uniknąć tych niedogodności, stawiając belki poprzeczne na specjalnych podkładkach żeliwnych przy jeździe górą i na specjalnych trzewikach przy jeździe dołem (fig. 677 a i b).

W ostatnim przypadku jednak belki poprzeczne musiałyby być albo podwójne, albo przynajmniej na końcach swych rozdwojone tak, aby końce poprzecznic obejmowały słupki dźwigarów głównych.

W mostach z jazdą dołem odległość pomiędzy dźwigarami może być dość znaczna i stosowanie poprzecznic, jako belek zwykłych wielokrotnych lub nawet belek złożonych, nie zawsze wtedy jest możliwe. W tych przypadkach można dawać belki poprzeczne również kratowe systemu Howe'a, lub też belki specjalnie wzmocnione (fig. 678).

Belki układu Howe'a są wtedy dość wysokie na podporach i wymagają pewnego zamocowania, aby były zachowane warunki stateczności konstrukcji.

Aby zabezpieczyć je od wywracania, dobrze jest pasy gór-

ne belek poprzecznych połączyć belką podłużną  $M$  z krzyżulcami dźwigarów głównych.

Belki poprzeczne wzmocnione, jako niewysokie na podporach, mają stateczność dostateczną i w tym przypadku nie zachodzi potrzeba specjalnego łączenia tych belek z innymi częściami dźwigarów (fig. 679 a). Połączenie ich śrubami pionowymi z poduszkami, ułożonymi na pasach jest w zupełności wystarczające.

W kratownicach systemu Rychtera przy słupkach podwójnych wzdłuż dźwigara można belki poprzeczne zawsze ulokować w węzle, stawiając

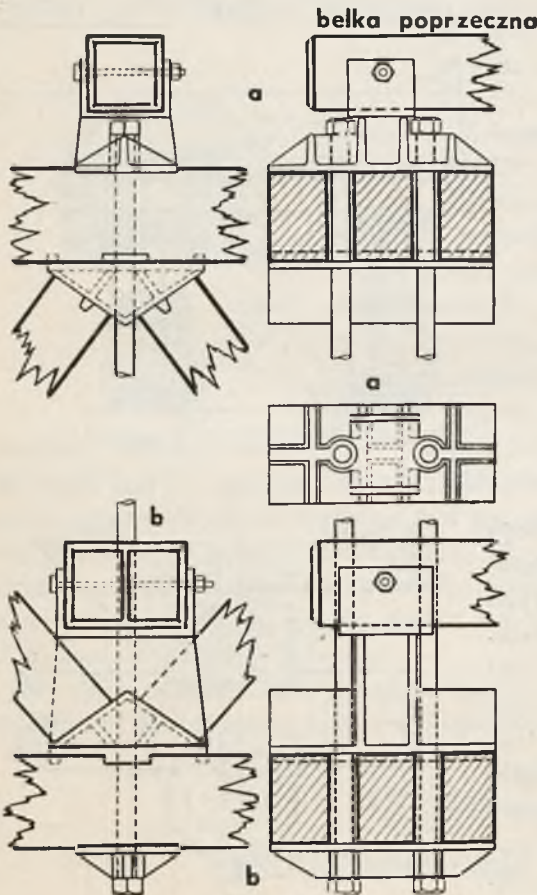


Fig. 677.



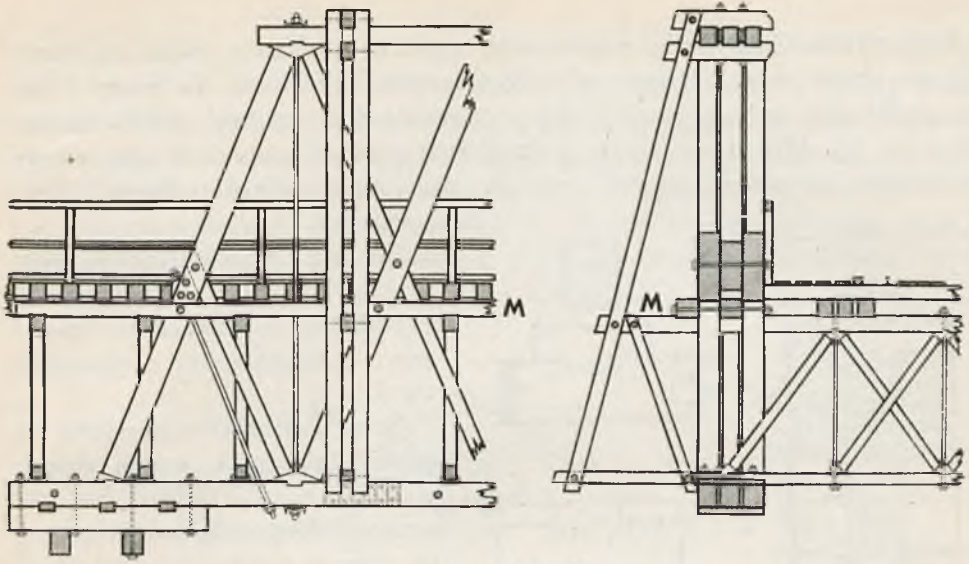


Fig. 678

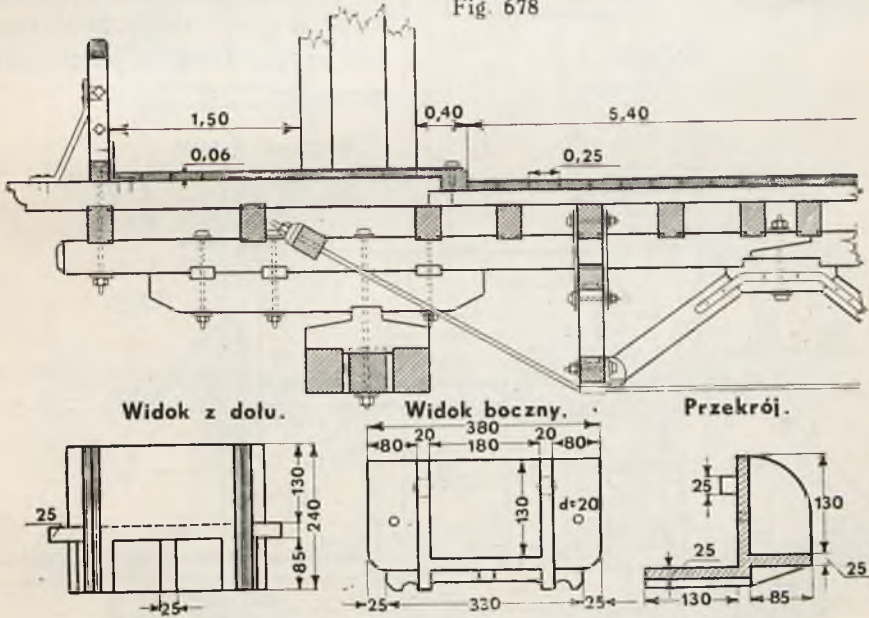


Fig. 679 a.

je pomiędzy częściami słupków na specjalnej podkładce poprzecznej, aby ciśnienie oddawało się równomiernie i osiowo na cały pas.

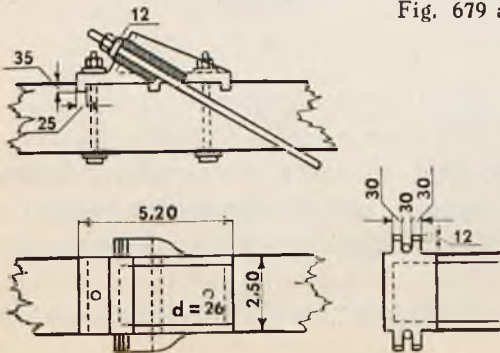


Fig. 679 b.

W ogóle musimy tutaj zaznaczyć, że układanie belek poprzecznych bezpośrednio na pasy szerokie, składające się z kilku bali w planie, nie jest racjonalne.



Przy uginaniu się belki poprzeczne zawsze naciskają tylko na wewnętrzne bale pasa, odstając od zewnętrznych. Powinno się kłaść belki na podkładki poprzeczne, ścięte u góry według krzywej lub w formie trapezu (fig. 680) i na tych poduszkach stawiać poprzecznicę; wtedy otrzymamy nacisk od poprzecznic na pasy mniej więcej osiowy i równomierny.

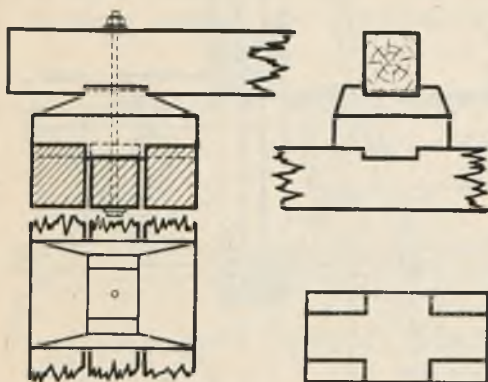


Fig. 680.

Na fig. 681 pokazany jest przekrój mostu układu Rychtera z belkami poprzecznymi trapezowo-zastrzałowymi z rozpornicami.

Ściąg rozpornicy leży tutaj na pasie dolnym i końce ściągu wystają poza dźwigar na zewnątrz. Końce te połączone są za pomocą zastrzałów ze słupkami u góry i służą do utrzymania pasa górnego w płaszczyźnie poziomej.

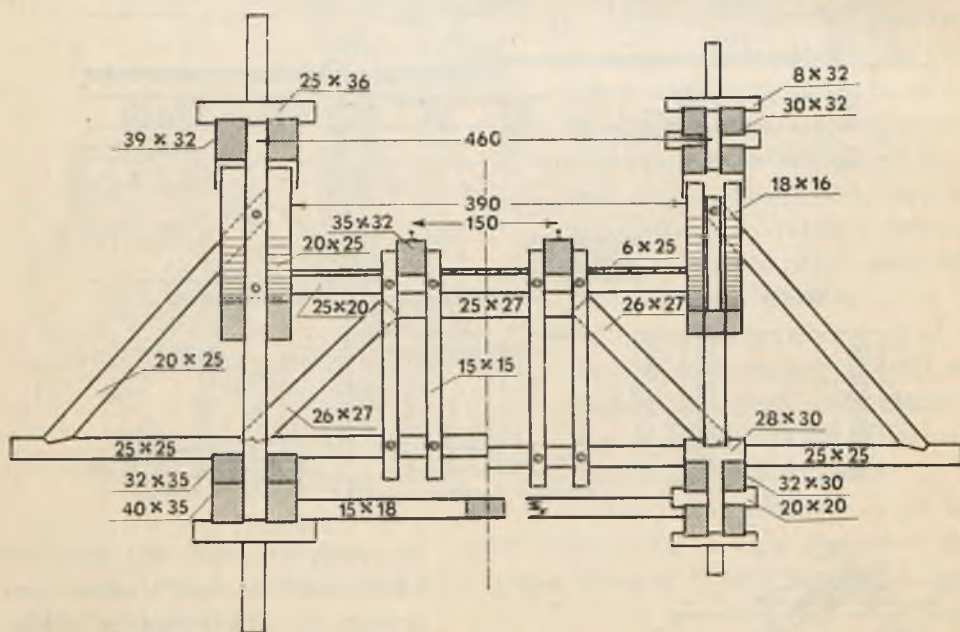


Fig. 681.

Zastrzały, opierając się bezpośrednio w czoła rozpornicy, ściętej ukośnie, objęte są kleszczami poczwórnymi, które jednocześnie podtrzymują ściąg i belki podłużne, na których jako na dylach położone są szyny toru kolejowego.

Na fig. 682 pokazany jest przekrój poprzeczny mostu drogowego z jazdą

dołem. Belka poprzeczna jest tutaj również trapezowo-zastrzałowa z rozpornicą. Belka poprzeczna opiera się na rozpornicy i na specjalnych podkładkach, położonych na pasach dolnych dźwigara. Belka z rozpornicą połączona jest klinami i śrubami. Zastrzały rozpornicy opierają się dolnymi końcami w piętki, połączone zębami ze ścięgnem. Punkt oparcia leży w pewnej odległości od osi dźwigara, przeto ścięgno pracuje tutaj nie tylko na rozciąganie od składowej poziomej zastrzału, lecz także i na zgi-

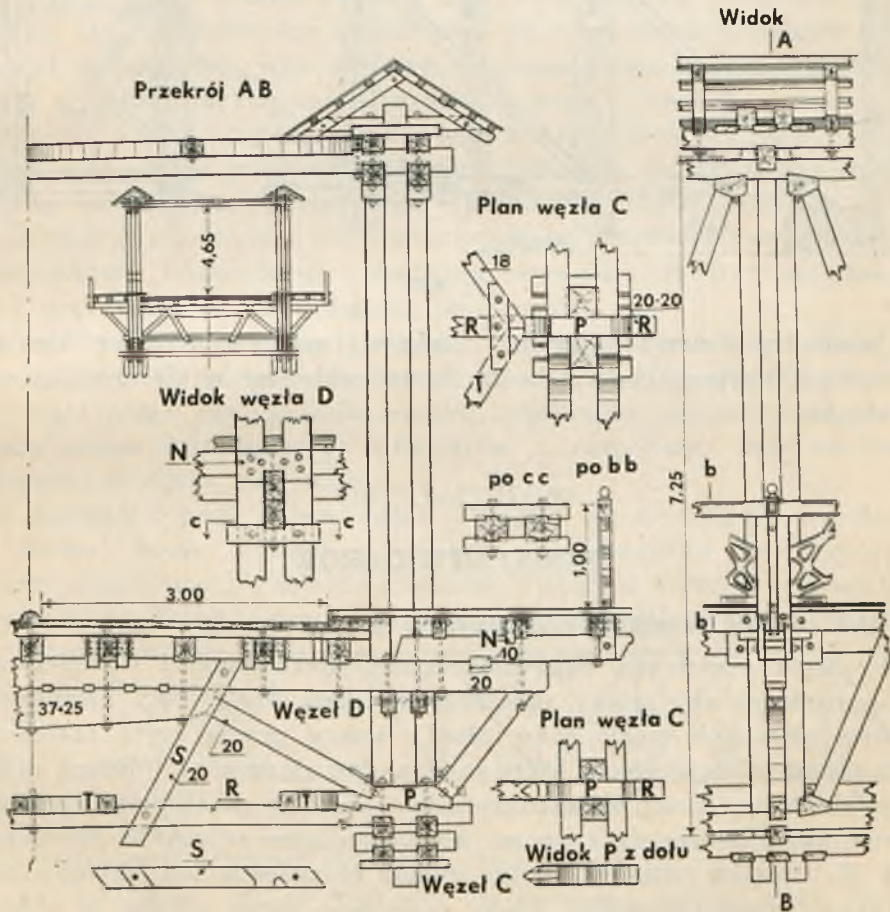


Fig. 682.

nianie od składowej pionowej. Piętka zastrzału jest wydłużona i na ściętych jej końcach opierają się krzyżulce tężników poziomych w poziomie pasa dolnego.

Aby ścięgno pośrodku nie ugięło się od ciężaru własnego podtrzymywane jest dwoma ukośnymi kleszczami S, które jednocześnie obejmują końce zastrzałów i rozpornicy, będąc odpowiednio wcięte w rozpornicę, zastrzały i belkę poprzeczną.



Na fig. 683 pokazany jest przekrój poprzeczny mostu układu Rychtera z jazdą górną. Jak widać, belka poprzeczna jest tutaj również trapezowo-zastrzałowa. Zastrzały dolnymi końcami są wcięte w ścięgna, które przecho-

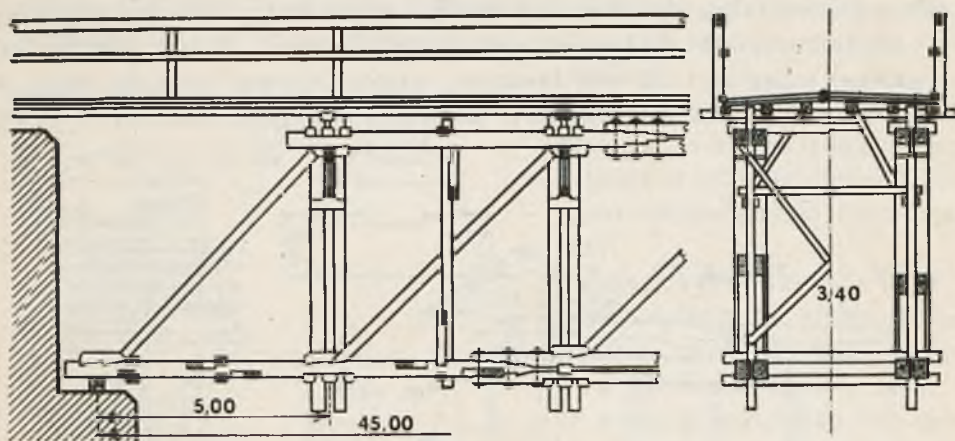


Fig. 683.

dzą pomiędzy dwiema gałęziami słupków i spoczywają na krótkich poprzeczkach, obejmujących z dwóch stron podwójne w kierunku osi mostu słupki.

## ROZDZIAŁ XVIII.

### TEŻNIKI DŹWIGARÓW.

#### § 154. Układ teźników podłużnych i poprzecznych.

Aby bryła sześcienna była niezmienną, niezbędnym i dostatecznym jest warunkiem, aby ściany, ograniczające daną bryłę, były niezmiennie. Budowa wierzchnia mostu, jako całość, tworzy pewną bryłę sześcienną (przy pasach równoległych), która powinna być niezmienną. Musimy przeto wszystkie ściany mostu skonstruować tak, aby były niezmiennie. Dźwigary główne, które tworzą dwie boczne ściany podłużne są zwykle niezmiennie, gdyż do mostów stosujemy tylko układy niezmiennie lub układy o nieskończenie małej zmienności; ściany poziome — górna i dolna, w których skład wchodzi pasy górne i dolne dźwigarów głównych, powinny być za pomocą specjalnych prętów poziomych sprowadzone do układów płaskich niezmiennych; również i dwie ściany czołowe powinny być układu niezmiennego.

Pręty, które sprowadzają ściany poziome dolną i górną do stanu niezmiennego, nazywamy teźnikami poziomymi lub podłużnymi, lub też wiatrownicami, gdyż obliczane są przeważnie na siły, powstające od parcia wiatru.

Pręty, które nadają niezmiennność ścianom czołowym, nazywamy ramo-



wnicami lub tężnikami poprzecznymi. Tężniki poprzeczne mogą być dane i w przekrojach pośrednich pomiędzy ramownicami.

Z wyżej wypowiedzianego wynika, że przy wiatrownicach górnych i dolnych tężniki poprzeczne są niezbędne tylko w skrajnych przekrojach dźwigarów, mianowicie na podporach. W przekrojach pośrednich tężniki pionowe nie są niezbędne, są jednak pożyteczne.

Musimy tutaj zwrócić uwagę na jedną okoliczność. Mówiliśmy o niezmienności ścian, t. j. o zupełnym nieodkształcaniu się ścian.

Jednakże każda ściana wskutek tego, że składa się z materiału sprężystego, jest odkształcalna i odkształca się w pewnych granicach w zależności od naprężeń, jakie powstają w prętach, które tworzą daną ścianę. Przeto przy niejednakowym obciążeniu jednego i drugiego dźwigara odkształcenie, a więc i ugięcie obu dźwigarów mostu może być niejednakowe; wynika stąd pewne zniekształcenie się przekrojów poprzecznych mostu. Aby to zniekształcenie było jak najmniejsze, dajemy często tężniki poprzeczne w przekrojach pośrednich pomiędzy przekrojami podporowymi. Niejednakowe odkształcenie dźwigarów wywołuje często rozluźnienie belek poprzecznych oraz tężników poziomych.

Tężniki poprzeczne pośrednie możemy dawać jedynie tylko w mostach z jazdą górą. W mostach z jazdą dołem możemy usztywnienie to wytworzyć tylko przez usztywnienie węzłów przekrojów poprzecznych, które tworzą słupki lub zastrzały dźwigarów z rozpórkami lub ścięganiami sztywnymi tężników poziomych.

W mostach z jazdą dołem, jeżeli dźwigary są niewielkiej wysokości, nie możemy dawać tężników podłużnych w płaszczyźnie pasów górnych, musimy przeto most pozostawić otwartym. Ponieważ jednak w tym ostatnim przypadku mogłoby nastąpić odchylenie się górnych pasów ściskanych z ich płaszczyzny, musimy w dostatecznym stopniu usztywnić przekroje poprzeczne przęsła, t. j. odpowiednio stężyć węzły pomiędzy słupkami dźwigara głównego a poprzecznicami.



Fig. 684.

Lecz nie tylko do wytworzenia niezmienności bryły służą tężniki podłużne. Zmniejszają one znacznie naprężenia w pasach dźwigarów kratowych lub o ściance pełnej (system Lembkego), a także w belkach innych układów od sił poziomych jako to: parcie wiatru, boczne uderzenia parowozu, siły odśrodkowe.

Układ tężników podłużnych czyli wiatrownic stosujemy zwykle o kracie podwójnej prostokątnej. Zatem są to krzyżulce i słupki, które z pasami dźwigarów głównych lub belkami podłużnymi tworzą kratę prostokątną.

Krata chociaż podwójna, jakby wielokrotnie przeszywniona, (fig. 684) jest jednak statycznie wyznaczalna, ponieważ połączenie zastrzałów

w węzłach jest takie, że przy danej sile poprzecznej może pracować tylko jeden układ zastrzałów, drugi zaś pracować nie może, przeto cały układ nie należy do układów przeszywnionych.

Węzły tężników podłużnych zwykle nie leżą w jednym przekroju pionowym z węzłami dźwigara głównego tak, że przedziały dla tężników podłużnych są albo mniejsze od przedziałów samych dźwigarów, albo, co częściej bywa, większe. Dawanie węzłów nie w jednym przekroju ma na celu unikanie zbytniego osłabienia przekrojów pasów, które w węzłach muszą być zazwyczaj osłabione przez wcinanie tych lub innych części tworzących węzeł, lub też ze względu na trudności konstrukcyjne przy

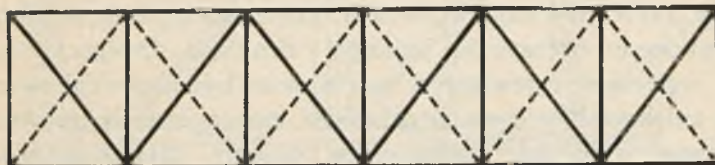
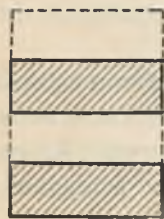


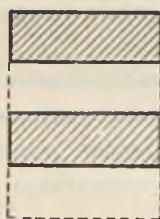
Fig. 685.

umieszczaniu węzłów tak dźwigarów, jak i kraty tężników w jednym przekroju pasa. Przedziały kraty



a

Fig. 686.



b

wiatrownicowej mogą być jednakowej lub też niejednakowej długości.

Zastrzały tężników poziomych mogą być wykonane z bali lub desek. Jeżeli zastrzały robimy z bali, wtedy, dając je w jednej płaszczyźnie, w skrzyżowaniu wcinamy jeden w drugi na pół grubości. Gdybyśmy chcieli uniknąć tak dużego osłabienia przekroju, jak wycięcie połowy przekroju, musielibyśmy jeden układ dać w jednej płaszczyźnie, drugi zaś w drugiej. Otrzymujemy wtedy działanie zastrzałów z pewnym mimośrodem. Zwykle dajemy krzyżulce pokazane na fig. 685 liniami ciągłymi w jednej płaszczyźnie, zaś liniami przerywanymi w drugiej płaszczyźnie. Jeden układ leży bezpośrednio na drugim.

Krzyżulce z desek robimy zwykle każdy z dwóch desek przy odstępie między deskami, równym grubości jednej deski. W odstępy pomiędzy deskami krzyżulców jednego układu wchodzi deski krzyżulców drugiego układu. Gdyby na końcach przekroje dwóch desek okazały się niedostateczne, aby oddać ciśnienie na pasy prostopadle do włókien, wtedy przekrój każdego krzyżulca na końcu można podwoić przez dodanie krótkich kawałków desek, pokazanych na fig. 686 a i b liniami przerywanymi.

### § 155. Połączenie kraty wiatrownicowej z pasami.

Połączenie zastrzałów z pasami uzależniane jest od ustroju słupków.

Jeżeli słupki dajemy stalowe w postaci ścięgien, wtedy zastrzały wcinamy albo bezpośrednio w pasy, co jednak nie jest racjonalne, gdyż znacznie osłabia przekroje pasów, albo też opieramy o specjalne stopki drewniane, jakie stosują się w dźwigarach ustroju Howe'a lub Rychtera (fig. 687), lub o trzewiki żeliwne (fig. 688 i 689). Stawiając zastrzały według



fig. 685 dajemy trzewiki do oparcia zastrzałów niesymetryczne. Otwór dla ściągow w tych trzewikach jest w pobliżu ich krawędzi (fig. 688). Trzewiki te nadają się do wszystkich węzłów pośrednich.

W tych węzłach, w których zastrzały idą dołem (na fig. 685 zastrzały te oznaczone są liniami przerywanymi), trzewik ma otwór dla ściągu u góry.

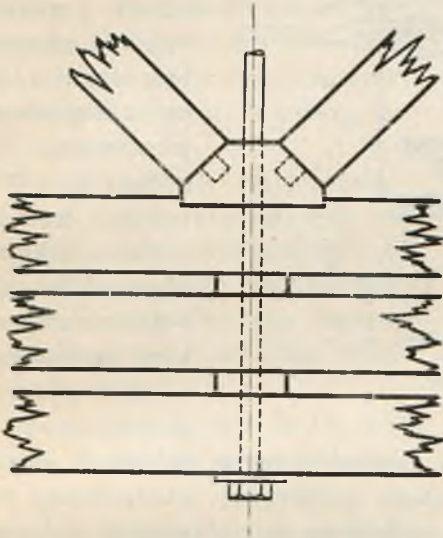


Fig. 687.

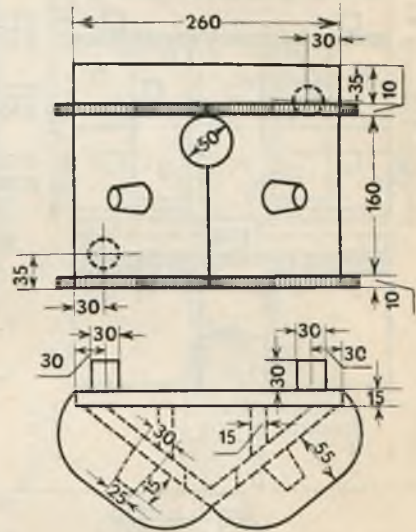


Fig. 688.

Przy zastrzałach górnych trzewik powinien być obrócony otworem na dół. Półki poziome dane są tutaj do podtrzymywania ciężaru zastrzałów i nie dania im możności spadania, trzpienie zaś unieruchamiają je w płaszczyźnie poziomej.

Na końcach kratownic trzewiki mają kształt niesymetryczny, gdyż zastrzały idą tylko w jedną stronę. Oprócz ściągu stalowego na końcach dźwigara daje się jeszcze rozpórkę drewnianą. Jedna połowa trzewika, w którą opiera się krzyżulec, posiada płaszczyznę pochyloną do osi pasa, druga zaś połowa ma płaszczyznę równoległą do osi pasa (fig. 689 i 700 a).

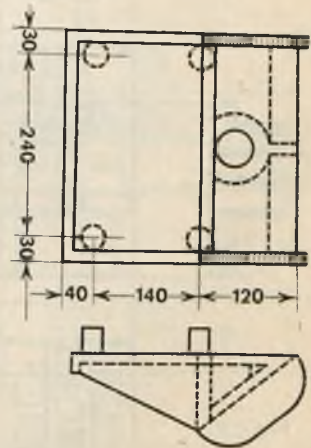


Fig. 689.

Od strony przylegającej do boków pasów trzewiki żeliwne mają po dwa lub cztery trzpienie formy walcowej lub nieco stożkowej o średnicy około 25 mm + 30 mm i wysokości około 30 mm. Trzpienie te są nasadzone w odpowiednie otwory pasa i przeciwdziałają przesunięciom się trzewików w płaszczyźnie pionowej.

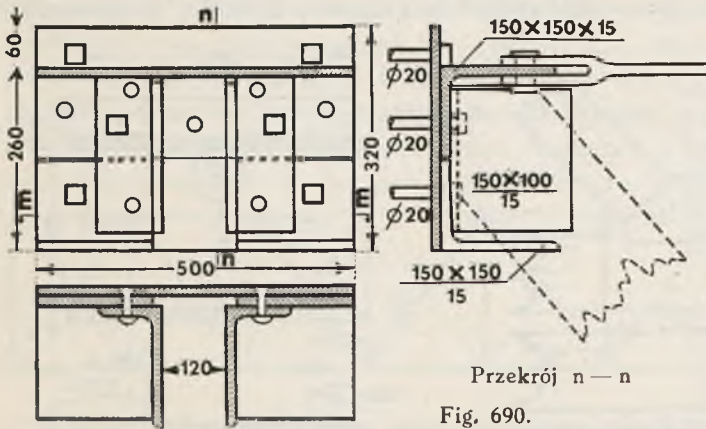
Zamiast trzewików żeliwnych można stosować trzewiki żelazne, złożone z żelaza płaskiego i kątowników. Trzewiki takie są jednak cięższe od trzewików żeliwnych. Zaletą ich jest to, że mogą być łatwo wykonane



w najprostszym warsztacie ślusarskim, gdy tymczasem trzewiki żeliwne mogą być wykonane tylko w odlewni żeliwa.

Trzewik żelazny pokazany jest na fig. 690. Trzewik ten służy nie

W i d o k



Przekrój m — m

Przekrój n — n

Fig. 690.

tylko do oparcia i połączenia tężników poziomych z pasami, lecz także i do oparcia tężników pionowych.

Na fig. 691 mamy trzewik żeliwny, który również służy do połączenia tężników poziomych i pionowych z pasami.

Jeżeli zamiast ściągów stalowych stosujemy ściągi drewniane, wtedy ściągi te zwykle umieszczamy pod pasami dolnymi lub na pasach górnych, w zależności od położenia tężników podłużnych. Na ściągi takie zwykle używamy belki o dość zna-

cznym przekroju, odpowiednio wcinamy je w pasy, by nie mogły się przesuwać w płaszczyźnie poziomej i łączymy je z pasami na śruby. Przy tężnikach dolnych śruby pracują na rozciąganie, utrzymując ciężar ściągna drewnianego, a czasem tak-

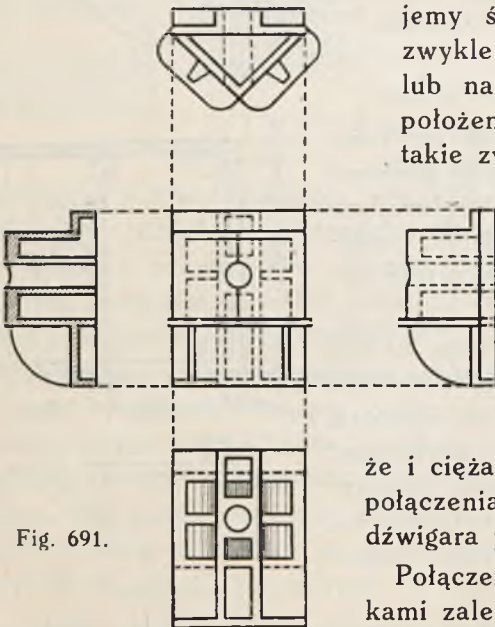
że i ciężar zastrzałów, co zależy od sposobu połączenia zastrzałów z pasami w węzłach dźwigara poziomego.

Połączenie zastrzałów ze ścięgniemi-rozpórkami zależy od położenia zastrzałów względem ścięgien drewnianych. Jeżeli zastrzały

leżą w jednej płaszczyźnie ze ścięgniemi, wtedy są one wcięte tylko w ścięgno i cała siła składowa wzdłuż pasa oddaje się na ścięgno, które musi tę siłę przenieść na pas i dlatego też powinno być odpowiednio wcięte w pas. Połączenie tego rodzaju pokazane jest na fig. 692 i 693.

Na fig. 692 zastrzały nieco cieńsze od ścięgna wcięte są prostym zębem w ścięgno i wpuszczone na czop w odpowiednie gniazda w ścięgnię. Czopy te podtrzymują ciężar własny zastrzałów.

Fig. 691.



Na figurze 693 zastrzały są znacznie cieńsze od ścięgna, w które są wpuszczone prostym zębem na całą swą grubość. Przy znacznie większej grubości ścięgna od zastrzałów gniazda do tych ostatnich są zrobione na kilka centymetrów wyżej od dolnej krawędzi ścięgna; wskutek tego otrzymuje się półkę poziomą, która podtrzymuje zastrzały, nie dając im możliwości upaść i giąć swym ciężarem śrub poziomych, które trzymają je we wcięciu.

Jeżeli zastrzały umieszczamy nie w jednej płaszczyźnie ze ścięgnem, wtedy wcinamy je bezpośrednio w pasy. Oddają one w tym przypadku siły bezpośrednio pasom, nie będąc wcięciami w ścięgno.

Mogą one być też wcięte w specjalne piętki, które są połączone z pasami i przenoszą na nie siły otrzymane od zastrzałów.

Na fig. 694 mamy połączenie bezpośrednie z pasami.

Na fig. 695 zastrzały nie są wcięte w pas, lecz tylko czołami swymi opierają się o pas, będąc wcięciami w ścięgno, na które przenoszą siły poziome wzdłuż pasa. Krzyżulce na końcach są tutaj wycięte, w ścięgnię zaś dane są wycięcia

trójkątne (zakreskowane) na grubość niewyciętych końców krzyżulców, i przez te trójkąty siła przenosi się od zastrzałów częściowo na ścięgno. Ze ścięgnem krzyżulce są połączone dwiema śrubami. Jak widzimy z tych

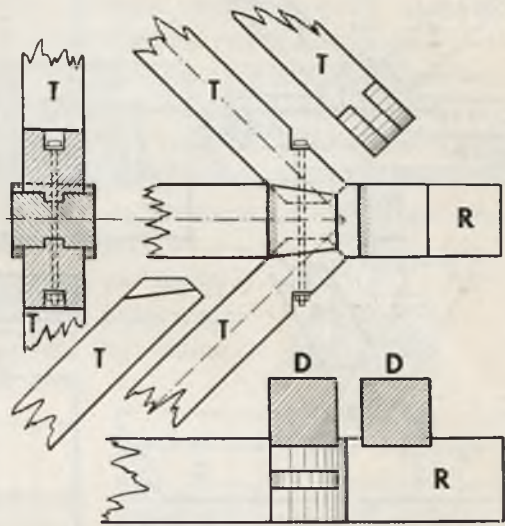


Fig. 692.

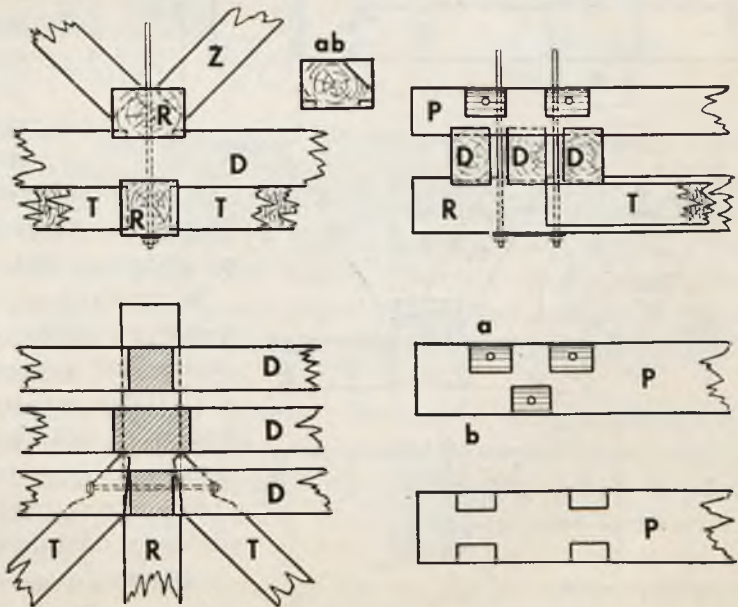


Fig. 693.



połączeń zastrzałów ze ścięgami i pasami, osie krat nie są tutaj centrowane. Powstają przeto w tych połączeniach pewne momenty gnące i dlatego też wymiary ścięgien drewnianych należy dawać z pewnym zapasem, zwykle nie mniejsze jak  $20 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}$ .

zwykle nie mniejsze jak  $20 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}$ .

### § 156. Tężniki poprzeczne.

Jak już mówiliśmy wyżej, tężniki poprzeczne niezbędne są na końcach dźwigarów głównych do nadania całemu układowi niezmienności, zaś w przekrojach pośrednich do zmniejszenia różnicy ugięcia się jednego dźwigara względem drugiego przy niejednakowym obciążeniu obydwóch dźwigarów.

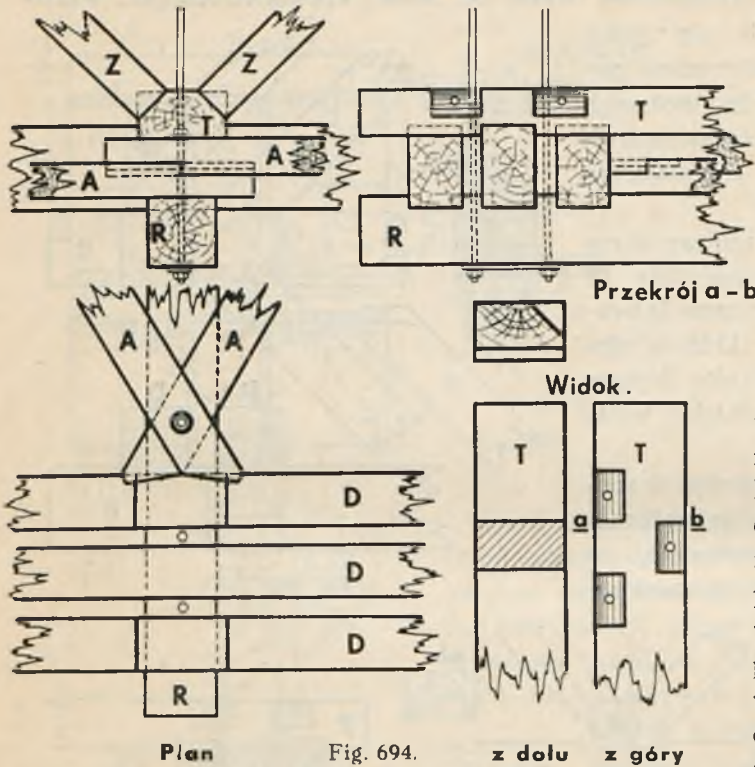


Fig. 694.

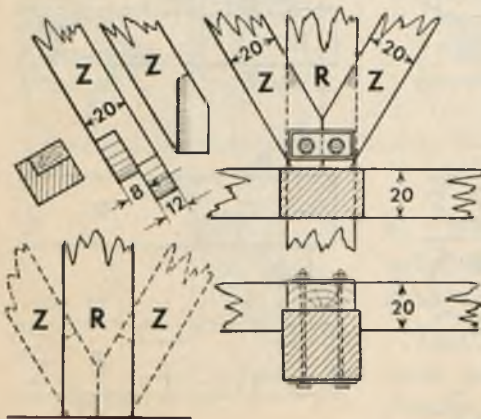


Fig. 695.

mniej więcej co drugi przedział dźwigarów głównych, w mostach zaś drogowych odległość ta może być i większa.

Tężniki poprzeczne dajemy albo w płaszczyźnie pionowej węzłów dźwigarów głównych, albo w płaszczyźnie pionowej węzłów tężników podłużnych.

Tężniki poprzeczne na końcach dźwigarów nazywamy ramownicami podporowymi.

W mostach z jazdą górą ramownice na podporach oraz tężniki poprzeczne pośrednie są zwykle w kształcie krzyża ukośnego (św. Andrzeja). Różnica między pierwszymi i drugimi jest ta tylko, że ramownice są przeważnie znacznie silniejsze od tężników pośrednich.

Odległość pomiędzy tężnikami poprzecznymi daje się zwykle od 4 m do 6 m w mostach kolejowych, czyli

Ponieważ zastrzały tężników poprzecznych mają połączenie w węzłach takie, które pozwala im pracować tylko na ściskanie, przeto musimy dać jeszcze odpowiednie ścięgna. Przy tym jeżeli tężniki poziome dajemy w przekrojach węzłów dźwigarów, wtedy mamy zwykle ścięgna pionowe dźwigarów głównych i dajemy tylko ścięgna poziome; przy ulokowaniu tężników poprzecznych w węzłach tężników poziomych korzystamy ze ścięgien tężników poziomych, zaś pionowe ścięgna dajemy wtedy drewniane w postaci kleszczy pionowych. Połączenie tych tężników z dźwigarami, jak również tężników poziomych, może być albo bezpośrednio, albo też za pomocą specjalnych trzewików żeliwnych, stalowych lub drewnianych. Jeżeli trzewik taki służyć ma tylko do podtrzymywania tężników pionowych, wtedy można mu nadać kształt pokazany na fig. 696. Jest to płyta pionowa o grubości około 12 mm, która ma deskę poziomą usztywnioną od dołu żebrami i połączoną od góry dwiema ściankami bocznymi, co razem tworzy korytko, w które ustawiamy krzy-

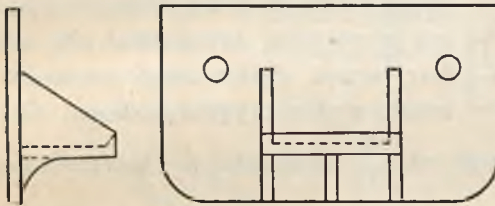


Fig. 696.

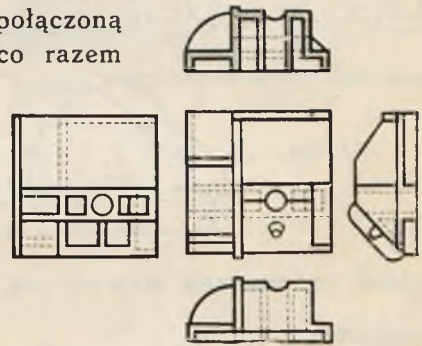


Fig. 697.

żulce tężnika. Trzewik taki zwykle jest połączony z pasem dwiema śrubami i oprócz tego wzięty jest na trzpienie, które wpuszczają się w pasy.

Jeżeli trzewik służy jednocześnie i do tężników podłużnych, wtedy, odpowiednio do celu, otrzymuje się formę, pokazaną na fig. 697. Tutaj boczne płaszczyzny, pochylone pod kątem, służą do oparcia zastrzałów; poziome płyty wystające podtrzymują ciężar zastrzałów, boczne zaś ścianki pionowe wraz ze ścianką poziomą tworzą skrzynkę, która trzyma koniec tężnika poprzecznego.

Na fig. 690 mieliśmy trzewik stalowy znitowany z blachy i kątowników. Z konstrukcji tego trzewika, uwidocznionej dość przejrzyście na rysunku, wyraźnie widać, końce jakich tężników w jakie gniazda należy wstawiać.

Ramy na podporach mają zazwyczaj oprócz ścięgien poziomych jeszcze rozpórki drewniane fig. 700 a.

Stosownie do części, jakie schodzą się w danym węźle, do odpowiedniego połączenia tych części w węźle musi mieć odpowiednią formę trzewik. Dwa wzory trzewików widzimy na fig. 697 i 698.

Pierwszy nadaje się do węzłów podporowych tężników dolnych, drugi zaś do tychże węzłów tężników górnych. Oba te trzewiki mają otwory do przepuszczania przez nie ścięgien; oba mają boki pod kątem do



oparcia o nie końców zastrzałów tężników podłużnych oraz płyty poziome do podtrzymywania ciężaru zastrzałów, następnie oba mają płyty pionowe, przylegające do boków pasów, w które opierają się rozpórki i ścianki poziome do podtrzymywania tych rozpórek, by nie wypadły; nadto każdy z nich ma korytko, w które wchodzi koniec zastrzału tężników poprzecznych. Występ pionowy oraz obrzeża na krawędziach górnych od strony

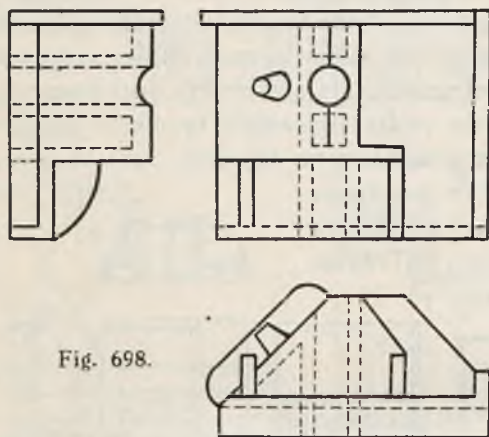


Fig. 698.

spodniej tych trzewików służą do przymocowania ich do pasów i uniemożliwienia im przesuwania się w płaszczyźnie pionowej pasów.

Rozstaw dźwigarów głównych czyli odległość pomiędzy dźwigarami w mostach kolejowych z jazdą górą powinien być przede wszystkim nie mniejszy niż 1,8 m, aby tor znajdował się pomiędzy dźwigarami; następnie odległość ta uzależniona jest od rozpiętości dźwigarów, aby zabezpieczyć dostateczną sztywność mostu w płaszczyźnie poziomej. Od-

ległość ta powinna wynosić nie mniej niż  $\frac{1}{15}$  rozpiętości teoretycznej dźwigarów.

Dalej odległość pomiędzy dźwigarami powinna jeszcze zadość czynić warunkom stateczności. Pod działaniem sił poziomych (parcie wiatru) most nie powinien się wywrócić. Ostatni warunek może czasem wymagać znacznego powiększenia odległości pomiędzy osiami dźwigarów, co pociąga za sobą konieczność zwiększenia rozpiętości belek poprzecznych, poszerzenia przyczółków i wydłużenia filarów, a zatem i zwiększenia kosztów mostu.

Aby dostatecznie zabezpieczyć stateczność mostu bez nadmiernego poszerzania, dajemy na podporach zewnętrzne tężniki pionowe w kształcie zastrzałów, które opieramy na podporach mostowych (fig. 699).

W mostach z jazdą dołem odległość między dźwigarami ze względu na obrysie jest zwykle taka, że zadość czyni trzem wyżej postawionym warunkom.

Ramownice pochyłe w mostach z jazdą dołem usztywniamy przez odpowiednie usztywnienie naroży, które tworzą słupy ramownicy z rozpórkami górnymi i dolnymi. Usztywnienie to może być dokonane za pomocą kleszczy ukośnych, którymi łączymy słupki i rozpórki (fig. 700).

Jeżeli na podporze nie ma słupków i dźwigar zaczyna się od krzyżulców, wtedy ramownica leży w płaszczyźnie pierwszych krzyżulców i w tej płaszczyźnie stawiamy kleszcze, usztywniające naroża ramownicy. Kleszcze

powinny być wcięte w krzyżulce i rozpórki tak, by nie mogły przesunąć się ani wzdłuż swej osi, ani wzdłuż osi krzyżulców i rozpórek (fig. 700).

Tężniki poprzeczne pośrednie mogą być również w płaszczyźnie ukośnej względem osi mostu; dajemy je wtedy w płaszczyźnie zastrzałów ściskanych.

Jeżeli kryjemy most dachem, wtedy wiązania dachowe mogą służyć jednocześnie jako stężenia poprzeczne (fig. 701 a, b, c).

W mostach otwartych, jak to już za-

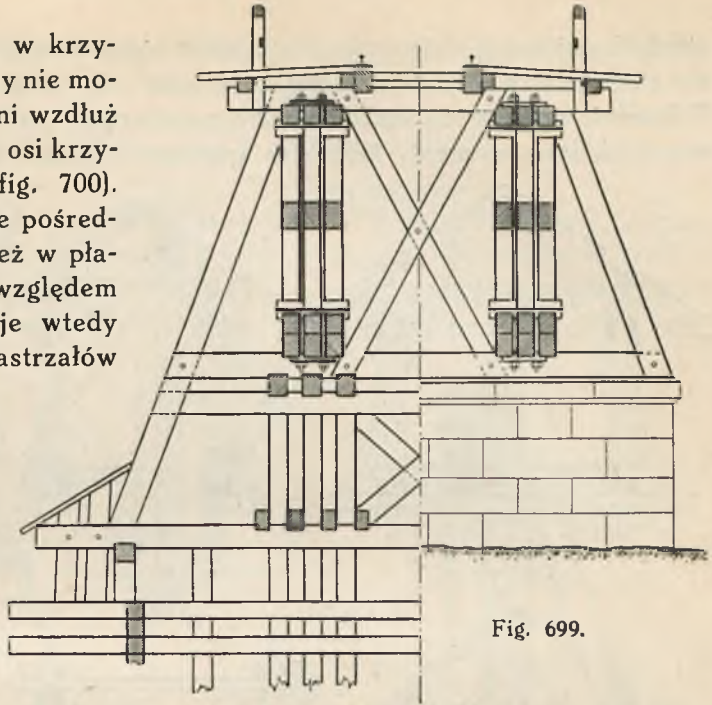


Fig. 699.

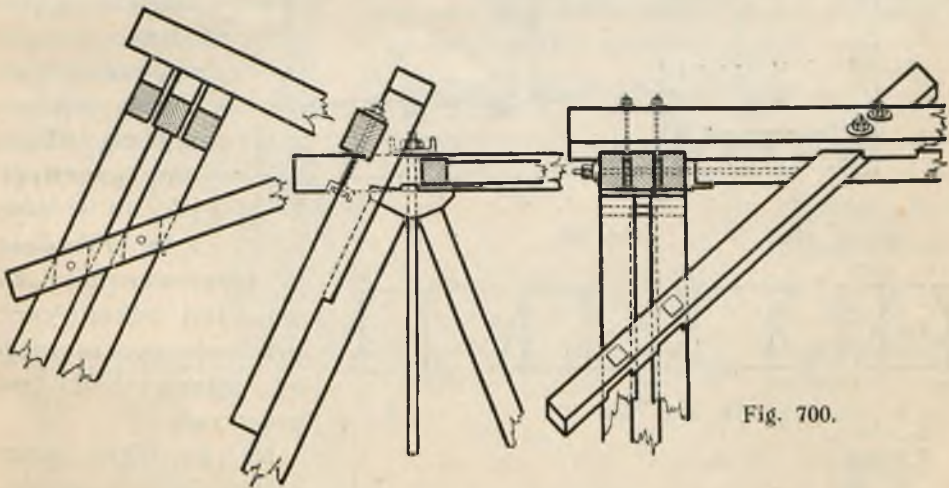


Fig. 700.

znaczyliśmy wyżej, tężniki pionowe są niezbędne do utrzymania pasa górnego w jego płaszczyźnie. Ramy otwarte (półramy) muszą być gęsto postawione, zwykle w każdym przedziale.

Jako tężniki poprzeczne służą tutaj zastrzały, które dolnym swym końcem opierają się na wysunięte nazewnątrz końce belki poprzecznej i górnym końcem opierają się w słupki dźwigarów głównych lub w pasy górne. Pochylenie zastrzałów dajemy  $\frac{3}{1} + \frac{5}{1}$ . W mo-

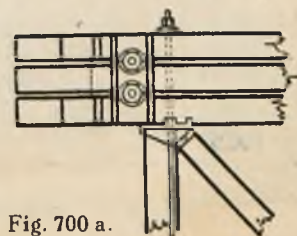


Fig. 700 a.



stach kolejowych dajemy nadto czasem także i zastrzały wewnątrz mostu do wysokości, jak to pozwala obrysie (fig. 703).

Zamiast opierać zastrzał w belki poprzeczne, można dawać specjalne rozpórki, jako elementy tężników poziomych i na wysuniętych ich końcach wspierać zastrzały rampo-

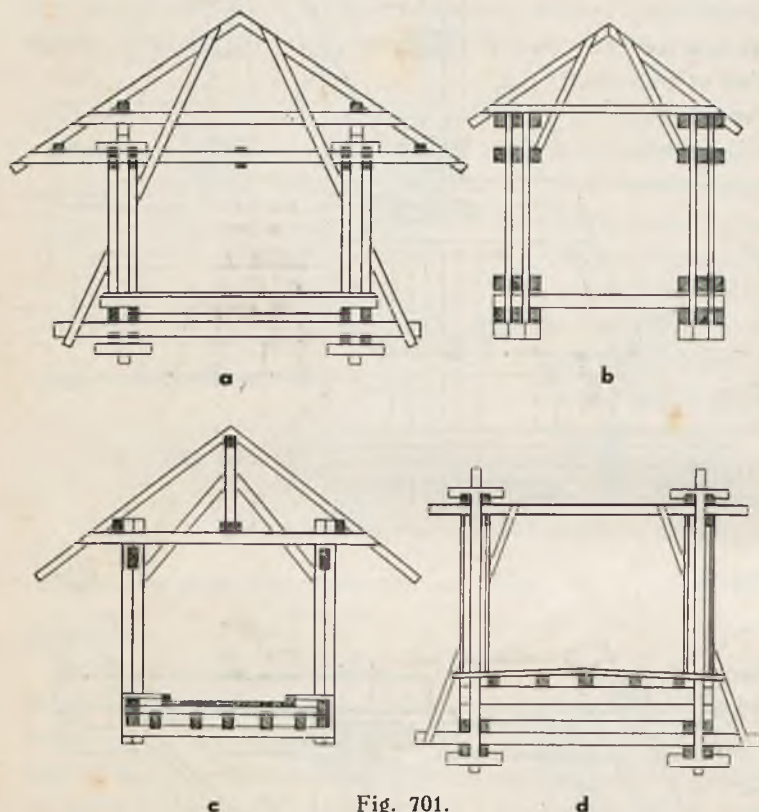
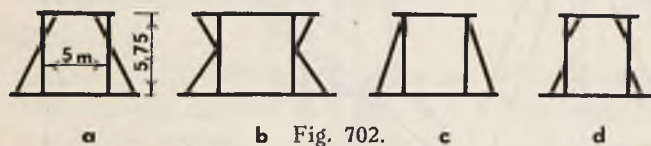


Fig. 701.



b Fig. 702.

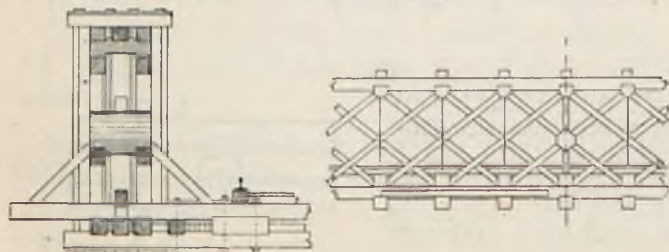


Fig. 703.

przez poprzecznych (fig. 701 a i d).

Łączenie zastrzałów z tymi rozpórkami ma tę zaletę, że uginanie się belek poprzecznych pod działaniem sił pionowych nie oddaje się na zastrzały tężników pionowych i przez te ostatnie na pasy górne, co ma miejsce, gdy zastrzały wspieramy na belkach poprzecznych, jak to widać z z fig. 706; liniami przerywanymi pokazane jest odkształcenie przekroju poprzecznego od ugięcia belki poprzecznej.

Na fig. 704 mamy usztywnienie poprzeczne dźwigarów systemu Howe'a.

Jak widać z tej figury, u dołu wysunięta jest rozpórka tężników podłużnych, przez którą przepuszczone są słupki dźwigarów głównych.

W pasie górnym mamy dwa poprzeczne klocki, wysunięte swymi końcami nazewnątrz dźwigarów. Jeden z klocków, dolny służy jako

W pasie górnym mamy dwa poprzeczne klocki, wysunięte swymi końcami nazewnątrz dźwigarów. Jeden z klocków, dolny służy jako

trzewik do podparcia zastrzałów belki, górny zaś spełnia rolę podkładki, która rozkłada ciśnienie na belki pasa górnego od słupków dźwigarów. Końce rozpórki dolnej i końce klocków poprzecznych obejmują kleszcze pochyle, które tutaj tworzą zastrzały, stężające most w przekroju poprzecznym.

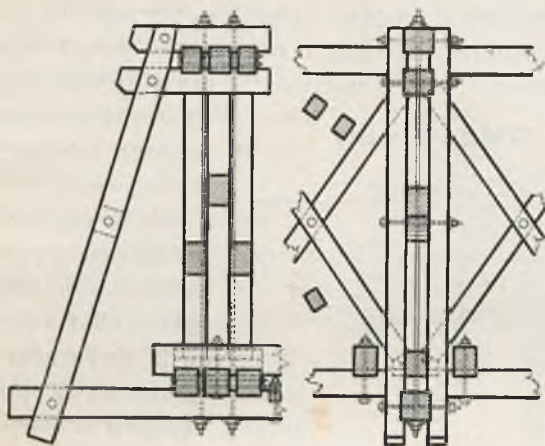


Fig. 704.

ze względu na obrysie dadzą możliwość postawienia rozpórek górnych. Tego rodzaju zakończenie było zastosowane w moście czasowym układu Howe'a w Berlinie (fig. 707).

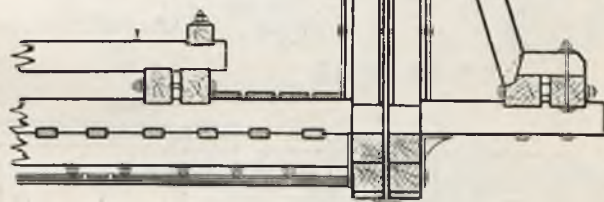


Fig. 705.

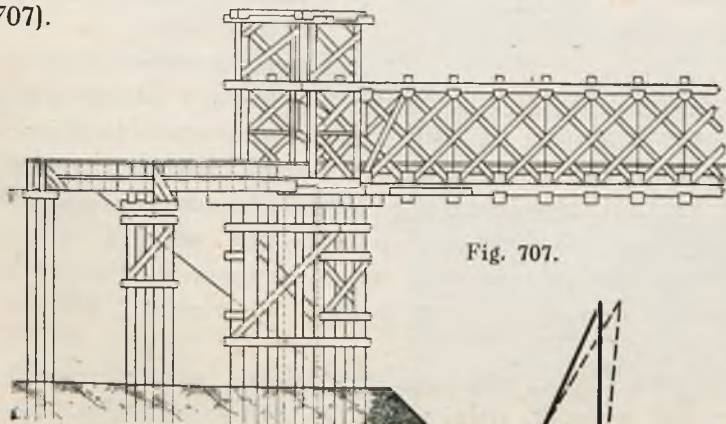


Fig. 707.

Kończąc dział o tężnikach, omówimy, jakie tężniki należy stosować w różnych systemach rozpatrzonych wy-

żej mostów drewnianych.

1) W mostach zastrzałowych kolejowych z jazdą górną dajemy zwykle tężniki podłużne w poziomie podłużnych belek głównych, jeżeli rozpiętości belek są większe od ich rozstawu. Jeżeli zaś rozpiętości belek nie są większe od 2,00 m, wtedy

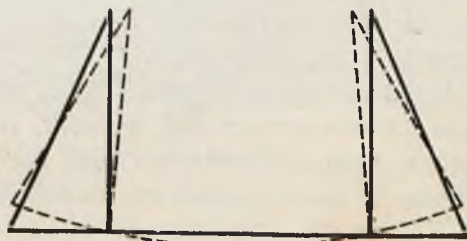


Fig. 706.



można dać tylko tężniki poprzeczne w płaszczyźnie zastrzałów, które, tworząc jakby ramownice pochyłe, w dostatecznej mierze będą trzymać w równowadze punkty podparcia belki przez zastrzały. O usztywnieniu zastrzałów mówiliśmy w swoim miejscu (fig. 450 a i 450 b).

W mostach zastrzałowych drogowych można tężników poziomych nie dawać, jeżeli jest pewność, że nawierzchnia jezdni dobrze usztywnia całą konstrukcję w płaszczyźnie poziomej. W przeciwnym razie tężniki należy stosować,

jak w mostach kolejowych.

2) W mostach wieszarowych kolejowych, które są tylko z jazdą dołem, dajemy zawsze tężniki podłużne w poziomie ściągów.

Tężniki poprzeczne muszą być również dane, by górne węzły zastrzałów utrzymać w płaszczyźnie dźwigarów. Mamy tutaj dwa przypadki.

a) Wysokość dźwigarów jest o tyle dostateczna, że pozwala połączyć dźwigary ze sobą specjalnymi rozpórkami-ściągami i wtedy możemy

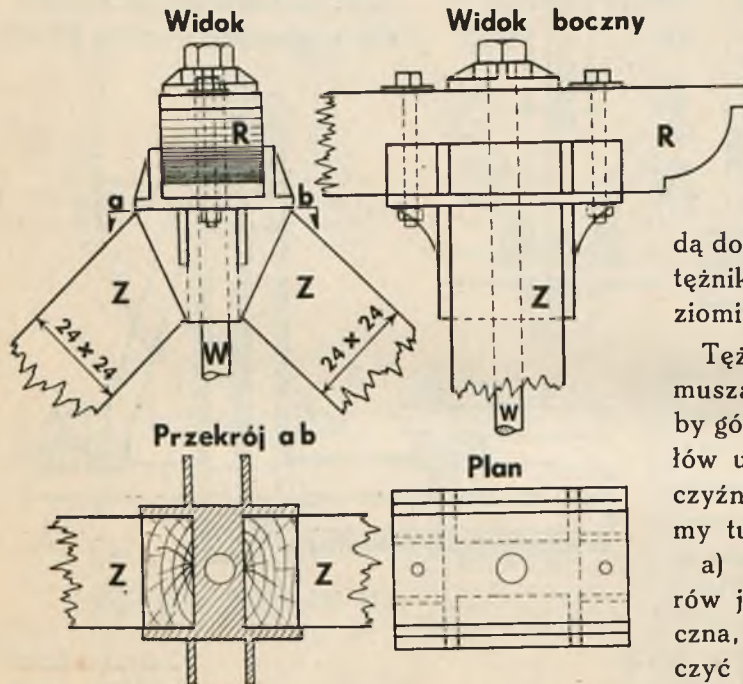


Fig. 708.

wytworzyć ramownice według fig. 702. Tak np. w mostach trójkątno-wieszarowych, jeżeli środkowy wieszak jest w postaci kleszczy, rozpórka może być w postaci kaptura, nasadzonego na końcu wieszaków i następnie objęta kleszczami ukośnymi, obejmującymi jednocześnie wieszak. Oczywiście kleszcze powinny być odpowiednio wcięte w rozpórkę i wieszak, by nie było wzajemnych przesunięć tych prętów w miejscach ich połączeń.

Jeżeli w mostach tego układu wieszaki są stalowe, wtedy trzewiki, przez które przechodzi wieszak, należy dawać takiego kształtu, aby można było umieścić na nich rozpórki (fig. 708). Usztywnienie wtedy dajemy w postaci kleszczy ukośnych pojedynczych, obejmujących rozpórkę i zastrzały. Otrzymujemy wtedy dwie ramownice ukośne.

b) Przy dźwigarach niezbyt wysokich, w których obrysie nie pozwala dawać wiązań górnych, należy stosować półramownice.

W mostach trapezowo-zastrzałowych oprócz tężników, jakie stosujemy

w mostach trójkątno-wieszarówych, dajemy jeszcze tężniki podłużne górne, jeżeli wysokość dźwigarów na to pozwala.

3) W mostach łukowo-zastrzałowych z jazdą górą należy dawać tężniki podłużne pomiędzy zastrzałami łuku (tężniki dolne) i tężniki podłużne w poziomie belek głównych podłużnych (tężniki górne), lub zamiast tężników podłużnych w poziomie belek podłużnych można dać tężniki poprzeczne w płaszczyznach kleszczy ukośnych, które, jak wiadomo, służą do podparcia belek podłużnych i przekazywania ciśnień od belek podłużnych na zastrzały łuku.

Oczywiście nie jest wykluczone, że daje się czasem tężniki podłużne górne, tężniki podłużne dolne i tężniki poprzeczne.

Taki sam układ tężników, jak w łukach zastrzałowych, stosuje się w dźwigarach czysto łukowych z jazdą górą.

W mostach łukowych z jazdą górną dajemy tężniki podłużne w płaszczyźnie ciągu, a także w poziomie łuku

na tej jego długości, gdzie wzniesienie łuku jest dostateczne i obrys przejazdu pozwala na pomieszczenie wiązań górnych pomiędzy dźwigarami. Gdzie wysokość jest niedostateczna, tam dajemy półramownice (fig. 709),

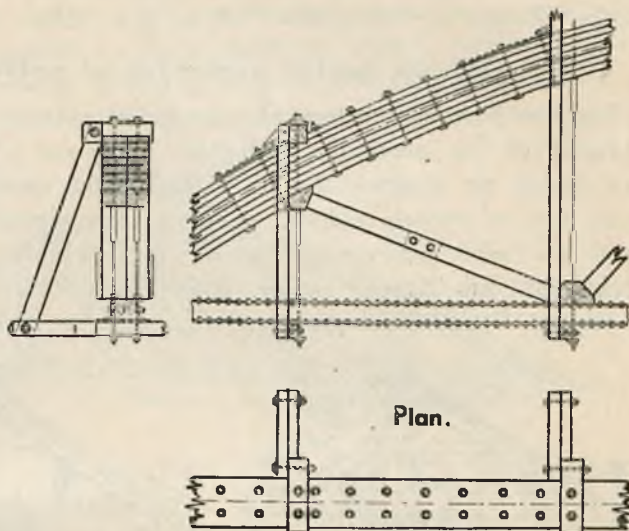


Fig. 709.

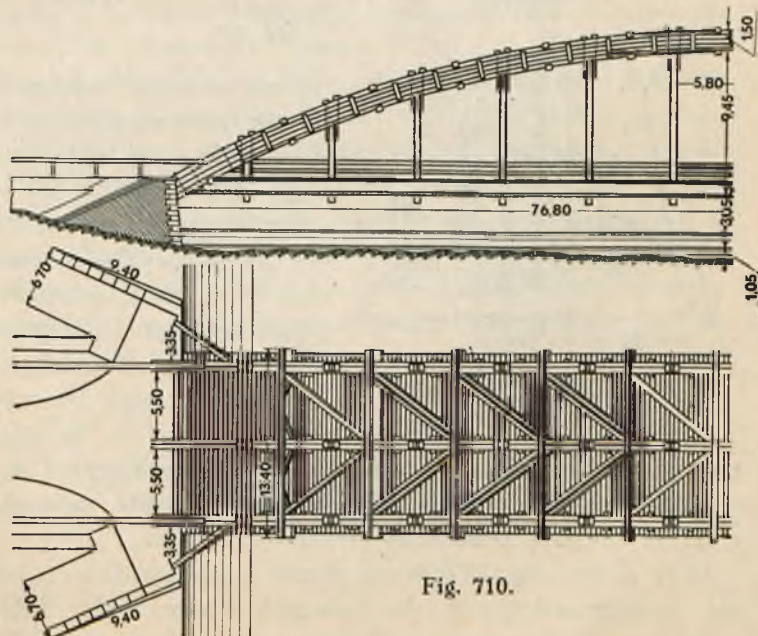


Fig. 710.



Aby zabezpieczyć stateczność mostu w kierunku poprzecznym, dajemy specjalne zastrzały, których górne końce dochodzą do pierwszej rozpórki wiatrownic górnych, dolne zaś są podparte na podporach mostowych. Taki ustrój wiatrownic był zastosowany w moście łukowym przez rzekę Wieprz o rozpiętości 76,8 m, (fig. 710).

### § 157. Ochrona mostów kratowych od wpływów atmosferycznych.

Pasy w mostach kratowych zazwyczaj składają z kilku bali często rozstawionych na niewielką odległość, pasy zaś z desek przeważnie w dół jedną po drugiej. Jeżeli belki pasów nawet są rozstawione na pewien luz, to zwykle jednak wchodzi inne elementy konstrukcji mostowej, jako to: belki poprzeczne, stopki krzyżulców, nakładki przekrywające styki bali lub desek pasów, które to części bezpośrednio stykają się z pasami. Woda, dostając się do szczelin w takich miejscach, w których

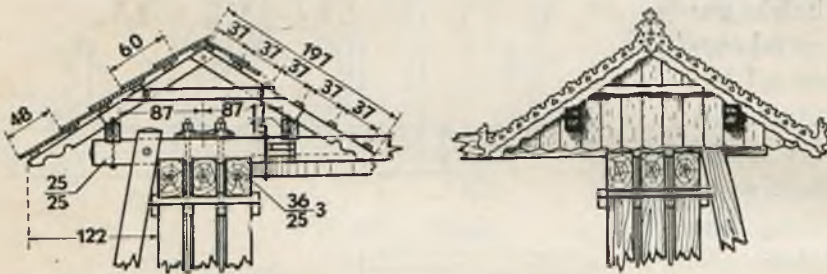


Fig. 711.

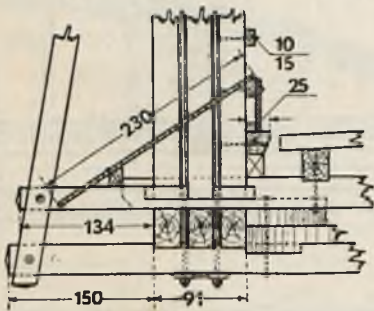


Fig. 712.

niema wolnego dostępu powietrza, któreby mogło przewietrzać te miejsca i wysuszyć, powoduje zwykle dość szybkie gnicie i dlatego też należy, o ile możliwości ochronić pasy od zacieków wód deszczowych. Pasy górne zwykle chronią w ten sposób, że nad nimi dają oddzielne daszki o dwóch spadkach, jak to jest pokazane na fig. A. Na rozpórkach pasów dane są podłużne beleczki na nich spoczywają krokwie zwykłe dachowe ze ściągami wyżej ich podparcia; na krokwiach są ułożone płatwie podłużne i na płatwiach pokrycie gontowe lub z desek. Okapy dane są dość szerokie, gdyż jak widać z figury wystają poza pasy przeszło na metr.

Pasy dolne (fig. 712) mają daszki jedno spadkowe, składające się z desek przytwierdzonych do beleczek podłużnych. Beleczki podłużne od wewnątrz mostu przytwierdzone są do krzyżulców, od zewnątrz zaś spoczywają na wysuniętych końcach belek poprzecznych. Takie przekrycie pasów dolnych przy wykonaniu napotyka na pewne trudności, gdyż nie możliwe jest nakryć pas bez przerwy na całej jego długości: krzyżulce

i słupki zmuszają do przerywania daszków w miejscach przecinania się przekrycia daszkowego z nimi, przez co szczelne pokrycie pasów jest dość trudne.

Krokwie dają zwykle w odległości od 0,90 m do 1,20 m. Na fig. 713 mamy przekrycie dachem całego mostu z okapami znacznie wysuniętymi poza pasy, bo przeszło na 2,00 m. Takie pokrycie chroni cały most dobrze. Wystające okapy chronią dźwigary od deszczów ukośnych. Krokwie dachowe służą tutaj jednocześnie jako tężniki poprzeczne mostów z jazdą

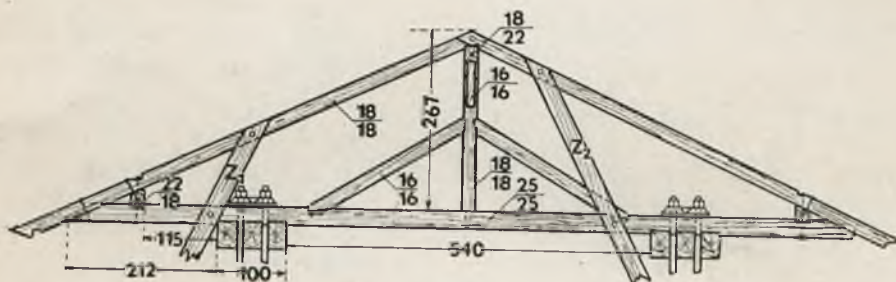


Fig. 713.

dołem. Z prawej strony rysunku pokazany jest zastrzał  $Z_2$  przechodzący od wewnątrz mostu w poziomie pasa górnego i wychodzący na zewnątrz w poziomie pasa dolnego, które to usztywnienie podane jest na figurze 702 a z lewej zaś strony rysunku zastrzał  $Z_1$  położony jest na zewnątrz pasa górnego i dolnego, co odpowiada figurze 702 c.

Przekrycie dachowe dobrze chroni cały most od deszczu i działania słońca. Mosty tak przekryte dachem i przy tym oszalowane deskami z boków przestały do 100 lat. Jednak należy mieć na uwadze, że takie przekrycie jest kosztowne; zwiększa ono znacznie ciężar nieużyteczny mostu, zwiększa parcie wiatru na budowę wierzchnią mostu, a przez to wymaga czasami specjalnego podparcia dźwigarów mostu, aby zabezpieczyć stateczność jego przeciw wywracaniu. Nie potrzeba chyba zwracać uwagi, że zwiększenie ciężaru własnego mostu oraz powierzchni bocznej dźwigarów narażonej na parcie wiatru zwiększa również koszt całego mostu.

*J. Pienicki*



N.P. 1026





## ERRATA

Stronica	Wiersz	Powinno być	Zamiast
41	12 z góry	i	r
42	3 „ „	i	r
50	21 „ „	rocznego; średnio	rocznego średnio
55	10 „ „	$F_1, q$	$F_1$
62	3 „ „	§ 28	§ 82
94	6 „ „	max $M_c$	max $M'_c$
95	4 „ „	$D_2$	$D_1$
95	14 z dołu	$D'_2 + D''_2$	$D'_2 - D''_2$
151	4 „ „	ich	je
151	10 z góry	pomieścić	pomieści
212	14 „ „	wydłużone	wydłużne
228	4 „ „	dopuszczalne ciśnienie	ciśnienie
231	11 „ „	Oprócz	Opróch
236	9 „ „	Fig. 285 b	Fig. 255 b
268	5 z dołu	ułożenia	ułożenai
275	12 „ „	§ 83 a	§ 81
275	3 z dołu	§ 83 b	§ 32
278	2 z góry	§ 83 c	§ 83
338	5 „ „	słowo „to“ skreślić	
376		fig. 589 obrócić o $180^\circ$	
385	11 „ „	moment	mąment
385	12 „ „	jedną	jedno
401	2 z dołu	$\frac{1}{5}$	$\frac{5}{1}$
401	4 „ „	równym	również
401	13 z  góry	fig. 635	fig. 636
409		fig. 658 obrócić o $180^\circ$	
438	9 „ „	do	po
438	13 z dołu	na fig. 711	na fig. A.